



TITLE:

充腹断面構造物に作用する定常・
非定常空気力に及ぼすレイノルズ
数効果とそれを考慮した解析的対
風応答評価に関する研究(
Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

松田, 一俊

CITATION:

松田, 一俊. 充腹断面構造物に作用する定常・非定常空気力に及ぼすレイノルズ数効果とそれを考慮した解析的対風応答評価に関する研究. 京都大学, 2006, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2006-05-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r11877>

RIGHT:

充腹断面構造物に作用する定常・非定常空気力
に及ぼすレイノルズ数効果とそれを考慮した
解析的対風応答評価に関する研究

平成 18 年 2 月

松 田 一 俊

充腹断面構造物に作用する定常・非定常空気力
に及ぼすレイノルズ数効果とそれを考慮した
解析的対風応答評価に関する研究

平成 18 年 2 月

松 田 一 俊

目 次

第1章 序論	1
1.1 研究の背景	1
1.2 研究の目的	4
1.3 研究の特徴と構成	5
参考文献	8
第2章 従来の研究	9
2.1 円柱断面の定常空気力特性	9
2.2 橋梁断面の定常空気力特性	12
参考文献	16
第3章 円柱断面の定常空気力に及ぼすレイノルズ数効果	19
3.1 概要	19
3.2 レイノルズ数	19
3.3 風洞試験	21
3.3.1 模型	21
3.3.2 風洞	21
3.3.3 試験条件・計測項目	25
3.4 レイノルズ数と定常空気力係数の関係	27
3.4.1 レイノルズ数と平均抗力係数	27
3.4.2 レイノルズ数と平均揚力係数	31
3.5 レイノルズ数とストローハル数の関係	33
3.6 円柱インライン振動風洞試験	37
3.6.1 概要	37
3.6.2 風洞および模型	39
3.6.3 風洞試験結果および考察	42
3.7 まとめ	47
参考文献	48
第4章 橋梁断面の定常空気力に及ぼすレイノルズ数効果	50
4.1 概要	50
4.2 風洞試験	50

4.2.1 風洞	50
4.2.2 模型	53
4.2.3 計測方法	59
4.3 レイノルズ数と定常空気力係数の関係	63
4.4 ストローハル数と抗力係数の関係	81
4.5 まとめ	87
参考文献	89

第5章 橋梁断面の非定常空気力に及ぼすレイノルズ数効果 90

5.1 概要	90
5.2 非定常空気力の表現	90
5.2.1 平板翼に作用する非定常空気力	90
5.2.2 航空工学の分野における表現	92
5.2.3 Scanlan の表現	92
5.2.4 準定常的な表現	93
5.2.5 準定常空気力	94
5.3 非定常空気力計測方法	95
5.3.1 計測方法	95
5.3.2 強制加振法における無次元振動数の変化方法	96
5.3.3 同一無次元振動数における非定常空気力係数のレイノルズ数変化方法	96
5.3.4 鉛直たわみ加振方向	96
5.3.5 空気力の重ね合わせの妥当性	97
5.4 フラッター解析	97
5.4.1 フラッター解析概要	97
5.4.2 フラッター解析プログラム	99
5.5 風洞試験	100
5.5.1 強制加振装置	100
5.5.2 試験ケース	102
5.6 レイノルズ数と非定常空気力係数の関係	105
5.6.1 非定常空気力係数の計測値	105
5.6.2 非定常空気力係数のレイノルズ数依存性	108
5.6.3 フラッター解析結果	110
5.7 まとめ	111
参考文献	114

第6章 高レイノルズ数領域における非定常空気力係数の振幅依存性	117
6.1 概要	117
6.2 風洞試験	118
6.2.1 模型・風洞・計測方法	118
6.2.2 試験ケース	118
6.3 加振振幅と非定常空気力係数の関係	119
6.4 フラッター解析による振幅依存性の評価	121
6.4.1 2次元ばね支持構造系を対象としたフラッター解析結果	121
6.4.2 3次元全橋解析モデルを対象としたフラッター解析結果	122
6.4.3 本州四国連絡橋風洞試験要領(2001)の加振振幅に関する評価	124
6.5 まとめ	124
参考文献	125
第7章 定常空気力に及ぼすレイノルズ数効果を考慮したガスト応答特性に関する解析的検討	126
7.1 概要	126
7.2 定常空気力に及ぼすレイノルズ数を考慮した静的風荷重変形特性	126
7.2.1 解析モデル	126
7.2.2 解析方法・解析ケース	129
7.2.3 解析結果と考察	131
7.3 定常空気力に及ぼすレイノルズ数を考慮したガスト応答特性	134
7.3.1 解析モデル	134
7.3.2 解析方法	142
7.3.3 解析結果と考察	144
7.4 まとめ	147
参考文献	148
第8章 非定常空気力に及ぼすレイノルズ数効果を考慮したフラッター特性に関する解析的検討	149
8.1 概要	149
8.2 定常空気力に及ぼすレイノルズ数を考慮した静的風荷重変形特性	150
8.2.1 解析モデル	150
8.2.2 解析方法	152
8.2.3 解析結果と考察	154
8.3 非定常空気力に及ぼすレイノルズ数効果を考慮したフラッター特性 ～フラッター現象に着目した現行の耐風性評価手法の妥当性の検討～	156

8.3.1	解析モデル	1 5 6
8.3.2	解析方法・解析ケース	1 6 4
8.3.3	解析結果と考察	1 6 4
8.4	まとめ	1 6 6
	参考文献	1 6 8
第 9 章	橋梁対風応答解析の精緻化に関する考察	1 7 0
9.1	概要	1 7 0
9.2	フラッター解析における非定常抗力の影響度	1 7 1
9.2.1	概要	1 7 1
9.2.2	解析方法・解析ケース	1 7 1
9.2.3	解析結果と考察	1 7 2
9.3	フラッター解析における風荷重静的変形と固有振動モードの影響度	1 7 5
9.3.1	概要	1 7 5
9.3.2	解析要領	1 7 5
9.3.3	解析結果および考察	1 7 8
9.4	ガスト応答解析における橋桁断面の空力アドミッタンスの影響度	1 8 3
9.4.1	概要	1 8 3
9.4.2	風洞試験	1 8 4
9.4.3	風洞試験値とガスト応答解析値の比較	1 8 6
9.4.4	空力アドミッタンスの計測	1 8 7
9.4.5	変動抗力のコヒーレンス計測	1 8 9
9.5	まとめ	1 9 1
	参考文献	1 9 2
第 1 0 章	結論及び今後の課題	1 9 5
	謝辞	1 9 9
付録 A	使用した解析プログラム	2 0 1
A.1	固有値解析および風荷重静的変形解析	2 0 1
A.2	フラッター解析	2 0 4
A.3	ガスト応答解析	2 0 7

第1章 序論

1.1 研究の背景

1940年タコマ橋の落橋事故をきっかけとして、橋梁の耐風設計における風の動的作用の重要性が初めて認識され、これ以降橋梁の動的耐風安定性を確保するため、風洞試験による照査が実施されるようになった。しかし、風洞試験を実施する場合、実橋と模型との間で一致させる相似条件のうちレイノルズ数を一致させることは一般に困難である。この理由は、レイノルズ数が風速×代表長／動粘性係数と定義されることから、通常の低風速風洞を用いてレイノルズ数を一致させるためには、一例として実橋と同じ寸法の模型を用いて、実橋フラッター照査風速をカバーする気流を風洞内に発生させる必要がある。しかし、これを行うことは実質的に不可能である。そのため、橋梁など大型構造物を対象とした風洞試験において、レイノルズ数の相似を無視して試験条件が設定されている。実際には橋梁など角張った構造物に風が作用する場合、流れのはく離点が固定されると考えられることから、構造物の耐風性に与えるレイノルズ数の影響は小さいものと仮定して風洞試験が行われている。

模型試験におけるレイノルズ数相似の困難さは、橋梁や建築物の風洞試験の分野にとどまらない。例えばフルード数を満足させて浮体式海洋構造物の模型試験¹⁾を行う場合でも、通常レイノルズ数が 10^3 オーダー異なるようである。仮に水銀のように動粘性係数の小さい流体を用いてもレイノルズ数は高々 10^1 オーダー上がるだけである。したがって、浮体式海洋構造物の模型試験において、フルード数とレイノルズ数を同時に満足させることは不可能であるとされている。このため、実機の浮体式海洋構造物の運動特性を水槽試験だけから求めることは不可能となる。そこで、実機の浮体式海洋構造物の運動特性を模型試験から評価する場合、粘性流体力に及ぼすレイノルズ数の影響を考慮して抗力係数を修正する方法がとられている。

しかし、近年、橋梁の風洞試験において、レイノルズ数の影響と推察される橋梁の対風応答の事例が散見されるようになった。次に代表的な事例を2つ挙げる。

まず、明石海峡大橋主塔完成系の風洞試験において、面外（橋軸方向）曲げ1次振動モードの渦励振応答特性がレイノルズ数の影響を受けることが判明した。この報告が契機となって土木学会に構造工学委員会風洞実験相似則検討小委員会²⁾が設置され、構造物の対風応答に与えるレイノルズ数効果に関する研究が活発に行われた。その結果、橋梁主塔隅切り断面は断面辺長比、隅切り寸法が特定の場合にレイノルズ数によって渦励振応答特性が異なること、ある隅切り断面を対象にした風洞試験³⁾によると、図-1.1に示すようにレイノルズ数 ($Re=VD/\nu$, V : 平均風速, D : 断面見付け幅, ν : 流体の動粘性係数) が約 1×10^4 を境に渦励振最大応答振幅が急変することが明らかとなった。ただし、このときの風洞試験は、実橋より 10^2 オーダーが小さいレイノルズ数で実施されている。

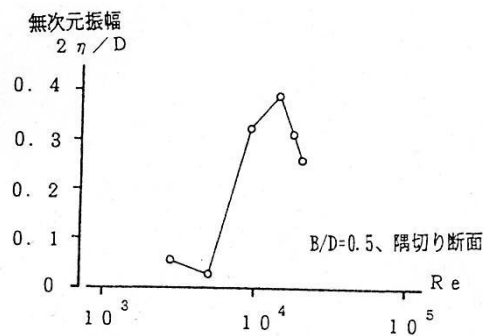


図-2 レイノルズ数による渦励振振幅変化例

図-1.1 明石海峡大橋主塔風洞試験におけるレイノルズ数効果²⁾

2番目の事例は次のようである。逆台形断面を有するグレートベルト・イースト橋アプローチ橋の風洞試験結果⁴⁾によると、ストローハル数 ($St=fD/V$, f : 渦の発生周波数, V : 平均風速, D : 桁高) は 0.16 であった。一方、実橋で観測された渦励振からストローハル数を求めると $St=0.21$ ($f=0.53\text{Hz}$, $V=18\text{m/s}$, $D=7.0\text{m}$) となり風洞試験値と異なる結果となった。このとき、実橋と風洞模型のレイノルズ数比は 666 である。さらに $3 \times 10^4 < Re < 4 \times 10^6$ のレイノルズ数領域における高圧風洞を用いた風洞試験結果によると、図-1.2 に示すように、レイノルズ数の増加に伴い、抗力係数が小さくなり、ストローハル数が大きくなるというレイノルズ数に依存する傾向にあることが分かった。これはちょうど亜臨界域から超臨界域に移行する臨界域付近のレイノルズ数における円柱の抗力係数およびストローハル数の変化と同じ傾向にあると考えられる。

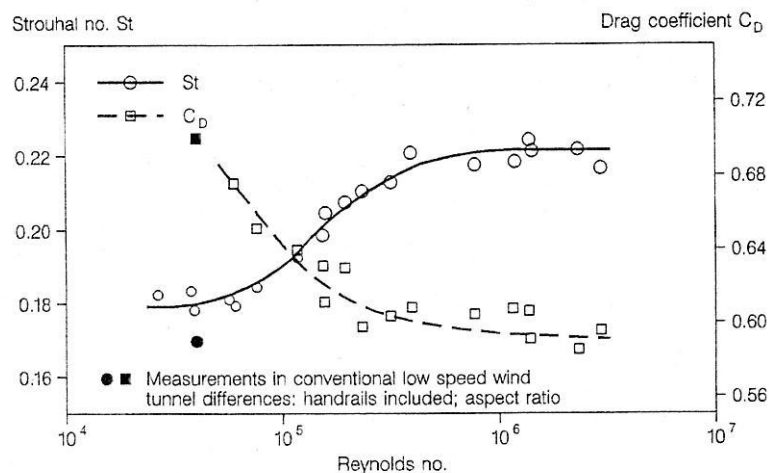


Fig. 4. Strouhal number St and drag coefficient C_D as a function of Reynolds number Re obtained for the Great Belt East Bridge approach span cross section.

図-1.2 ストローハル数と抗力係数の関係⁴⁾

通常的全橋模型風洞試験において、模型縮尺を $1/50 \sim 1/100$ と仮定し、フルード数相似が満足されているとすると、実橋と風洞模型のレイノルズ数比は、 $354 (=50 \times \sqrt{50}) \sim 1,000 (=100 \times \sqrt{100})$ となり、 $10^2 \sim 10^3$ のオーダーの違いがある。このような大きなレイノルズ数の違いがあるため、図-1.3 に示すような円柱の抗力係数^{5), 6)} がレイノルズ数に依存する傾向と同じ特性が、橋梁など大型構造物にも当てはまる可能性が指摘できよう。実際、先述の明石海峡大橋主塔やグレートベルト・イースト橋のアプローチ橋のように、レイノルズ数の効果が風洞試験で確認される事例が報告されている。さらに、もし定常空気力特性にレイノルズ数依存性がある場合、模型断面まわりの流れパターンが変化していると考えられることから、非定常空気力特性にもレイノルズ数依存性が存在する可能性が十分考えられる。

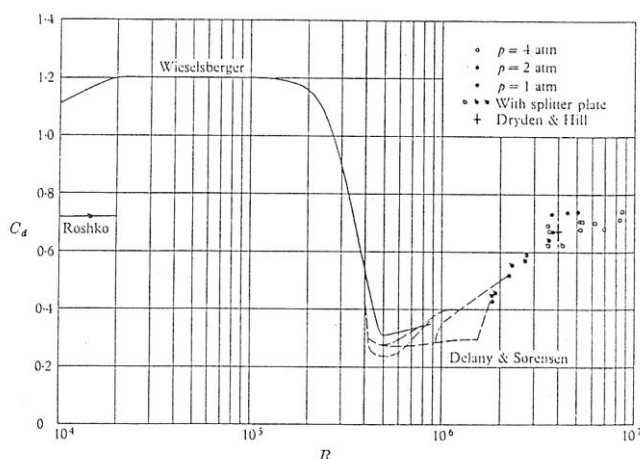


FIGURE 2. Drag coefficient.

(a) Roshko⁵⁾

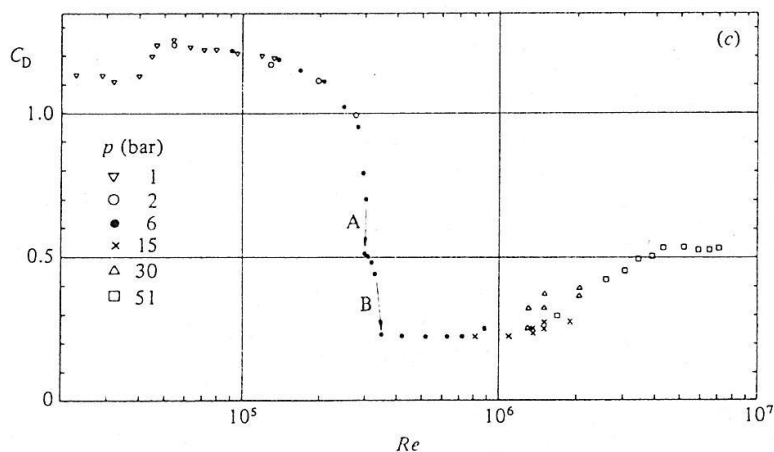


FIGURE 2. (a) R.m.s. of the lift fluctuations. (b) Strouhal number of the lift fluctuations, $Sr = fD/u_\infty$. (c) Drag coefficient.

(b) Schewe⁶⁾

図-1.3 円柱断面の抗力係数^{5), 6)}

以上のように、従来、風洞試験におけるレイノルズ数の非相似は、大型構造物の空気力特性や対風応答に及ぼす影響が小さいと考えられてきた。しかし、現行の風洞試験において模型の風による応答特性

は、実橋の応答特性を忠実に表現したものであるかどうか、あるいは実橋よりも低いレイノルズ数領域における風洞試験結果は、耐風設計上安全サイドの評価を与えるものであるかどうかを明確にしておくことは、構造物の耐風安定性確保の観点から重要であると考えられる。

1.2 研究の目的

本研究は、上記「1.1 研究の背景」で提起した橋梁など大型構造物の耐風設計上の課題、すなわちレイノルズ数が橋梁など充複断面構造物の定常および非定常空気力特性や対風応答特性に及ぼす影響について考察することを目的とした。具体的には、従来の研究で指摘されている円柱断面や橋梁断面に作用する定常空気力のレイノルズ数効果の存在を実験的に確認し、それを踏まえて本研究の特徴である縮尺 1/10 の大型橋梁部分模型を用いて計測した定常および非定常空気力に及ぼすレイノルズ数効果についても考察する。さらに、これらのレイノルズ数効果を把握した上で、実橋解析モデルによる数値応答解析を駆使して、風荷重静的変形、ガスト応答特性およびフラッター特性など実橋の対風応答に及ぼすレイノルズ数効果についても考察する。

本研究では、図-1.4 に示すように、日本で計画中の海洋架橋プロジェクトで検討されている 2 箱桁橋梁断面を研究対象とした。研究対象とした具体的な橋梁断面を図-1.5 に示す。



図-1.4 海洋架橋プロジェクト⁷⁾

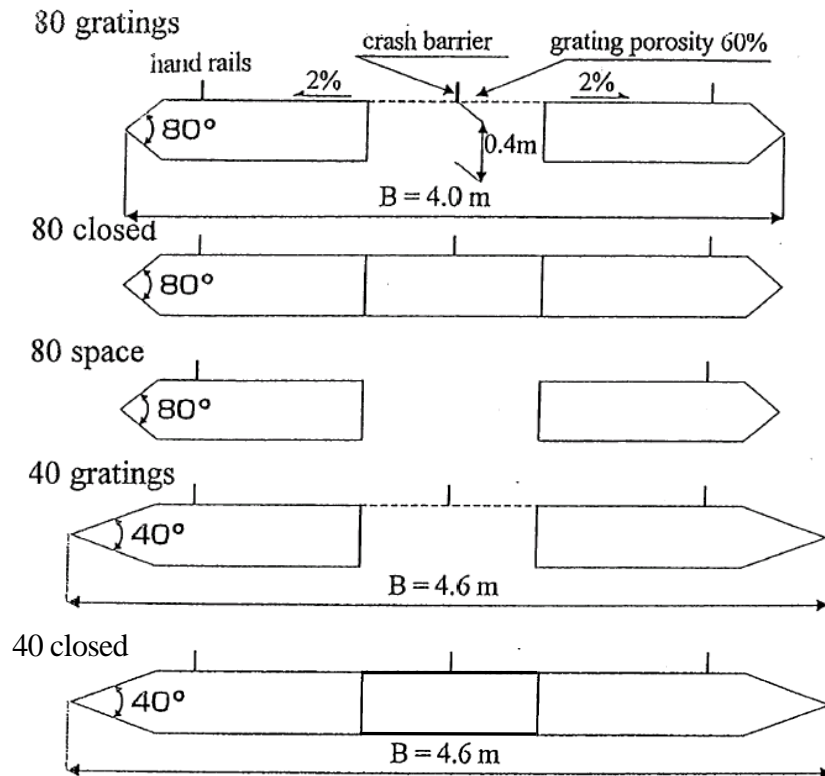


図-1.5 研究対象の橋梁断面

1.3 研究の特徴と構成

高レイノルズ数領域における橋桁断面の空気力特性に関する従来の研究は数例のみである。それらは次に示すように、主として定常空気力特性やばね支持試験による応答特性を研究対象としたものである。

高レイノルズ数領域における定常空気力の計測については、ノルマンディー橋の縮尺 1/10 の部分模型を用いて、レイノルズ数 $0.2 \times 10^6 \sim 1.7 \times 10^6$ （桁高 D で無次元化）の範囲における研究例⁸⁾がある。この橋梁断面の場合、迎角 0 度においてレイノルズ数効果はほとんど認められていない。

高レイノルズ数におけるばね支持試験の例^{9), 10)}は、香港ストーンカッター橋の縮尺 1/20 の部分模型を用いたカナダ National Research Council（以下、NRC と略す。）の 9.1m×9.1m の大型風洞における試験である。この風洞試験は模型自体を大きくすると同時に鉛直たわみ固有振動数を高くすることによって、別途同じ橋梁断面の縮尺 1/80 の部分模型を用いた風洞試験におけるレイノルズ数より 23 倍大きい領域で実施している。その結果、渦励振応答振幅にレイノルズ数効果が見られた。

このように、過去に高レイノルズ数領域における橋梁の部分模型を用いた定常空気力の計測やばね支持試験の研究例はあるが、非定常空気力計測を行った例はない。本研究は橋梁に作用する空気力に及ぼすレイノルズ数効果に着目し、過去に研究例がある定常空気力の計測だけでなく、強制加振法による非定常空気力の計測も実施した¹¹⁾。実橋のレイノルズ数領域に比べ 10^1 オーダーだけ小さいという高レイノルズ数領域において、非定常空気力の計測を実施したのは、世界で初めての試みである。

本論文の構成は以下のである。

第1章（本章）では、本研究の背景、目的および特徴について述べる。

第2章では、レイノルズ数が定常空気力に及ぼす効果に関する従来の研究について述べる。具体的には、円柱断面の定常空気力特性、橋梁断面の定常空気力特性である。

第3章では、まず基本的な充腹断面で既往の研究例が多い円柱断面を対象に、定常空気力に及ぼすレイノルズ数効果について、カナダNRCの高圧風洞を用いた風洞試験結果を基に述べる。さらに、円柱の動的耐風安定性としてインライン振動を取り上げ、低レイノルズ数領域における風洞試験結果について述べる。その結果を日本機械学会の円柱インライン振動に関する指針¹⁾²⁾の風洞試験結果と比較し考察を加えた。

第4章では、前章において円柱断面の定常空気力に及ぼすレイノルズ数効果について考察したことを踏まえて、具体的な充腹断面として海洋架橋プロジェクトで計画されている橋梁断面を取り上げ、この断面の定常空気力に及ぼすレイノルズ数効果について、カナダNRCの9.1m×9.1m大型風洞における縮尺1/10の部分模型を用いた風洞試験結果を基に考察を行う。さらに計測ストローハル数と抗力係数の関係から、レイノルズ数の変化に伴う断面まわりの流れのパターンの変化についても述べる。

第5章では、第4章と同じ模型を用いて強制加振法によって計測した非定常空気力に及ぼすレイノルズ数効果について述べる。さらに、得られた非定常空気力係数をばね支持試験状態の部分模型を対象とした解析モデルに適用したフラッター解析結果について考察する。

第6章では、加振振幅を変化させて計測した非定常空気力係数の振幅依存性について述べ、風洞試験要領¹⁾³⁾における基準振幅の妥当性について考察する。さらに、これらの非定常空気力係数を用いたフラッター解析結果から振幅依存性に関する考察および評価を行う。

第7章では、第4章で得られた定常空気力に及ぼすレイノルズ効果を考慮したガスト応答に関する解析的検討を行う。すなわち、中央径間併合直前の架設系長大斜張橋の3次元解析モデルを対象に、レイノルズ数を変化させた定常空気力係数を用いてガスト応答解析を行い、検討対象橋梁のガスト応答特性に及ぼすレイノルズ数効果について検討する。

第8章では、第4章および第5章で得られた定常および非定常空気力を中央スパン長2,500mの完成系長大吊橋解析モデルに作用させた静的風荷重変形解析およびフラッター解析を行い、検討対象橋梁の静的変形およびフラッター特性に及ぼすレイノルズ数効果について述べる。

第9章では、第7章や第8章で行った橋梁の対風応答解析であるガスト応答解析、フラッター解析の精度向上を目的とした応答解析の精緻化に関する考察を行う。具体的には、フラッター解析における非定常抗力の影響度、フラッター解析における風荷重静的変形と固有振動モードの影響度、ガスト応答解析における橋桁断面の空力アドミッタンスの影響度である。

最後に、第10章では総括として本研究の結論を述べる。さらに、得られた研究結果を勘案して今後

の課題を整理する.

参考文献

- 1) 星野邦弘：浮体式海洋構造物に働く粘性流体力の推定法に関する研究，九州大学応用力学研究所博士論文，1997 年 7 月。
- 2) 構造工学委員会風洞実験相似則検討小委員会：【委員会報告】風洞実験相似則に関する調査研究，土木学会論文集 No. 489/I-27，1994 年 4 月，pp. 17-25.
- 3) 土木学会構造工学委員会風洞実験相似則検討小委員会：「橋は揺れているかー予測と現実ー」土木学会構造工学委員会風洞実験相似則検討小委員会(第 2 期)研究報告会概要集，1996 年 7 月，pp. 60-61.
- 4) G. Schewe, A. Larsen: Reynolds number effects in the flow around a bluff bridge deck cross section, *J. Wind Eng. Ind. Aerodyn.*, 74-76, 1998, pp.829-838.
- 5) A. Roshko: Experiments on the flow past a circular cylinder at very high Reynolds number, *J. Fluid Mech.* 10, 1961, pp.345-356.
- 6) G. Schewe: On the force fluctuations acting on a circular cylinder in crossflow from subcritical up to transcritical Reynolds numbers, *J. Fluid Mech.* 133, 1983, pp.265-285.
- 7) <http://www.net.pref.aomori.jp/kaikyo-jiku/world/bridge/>
- 8) C. Barre, G. Barnaud: High Reynolds number simulation techniques and their application to shaped structures model test, *Proc. of the 1st IAWE European and African Regional Conf. on Wind Engineering*, Guernsey, UK, 1993, pp. 83-93.
- 9) M. C.H. Hui, A. Larsen: Aerodynamic investigation for the deck of Stonecutters Bridge emphasizing Reynolds number effects, *Proc. of the 2nd Int. Symposium on Advances in Wind & Structures (AWAS'2)*, Busan, Korea, 2002, pp. 649-656.
- 10) G. L. Larose, S. V. Larsen, A. Larsen, M. Hui and A. G. Jensen: Sectional model experience at high Reynolds number for the deck of a 1018 m span cable-stayed bridge, *Proceedings of 11th International Conference on Wind Engineering*, Lubbock, Texas, USA, 2003, pp.373-380.
- 11) K. Matsuda, K.R. Cooper, H. Tanaka, M. Tokushige, T. Iwasaki: An investigation of Reynolds number effects on the steady and unsteady aerodynamic forces on a 1:10 scale bridge deck section model, *J. Wind Eng. Ind. Aerodyn.* 89, 2001, pp.619-632.
- 12) 日本機械学会：配管内円柱状構造物の流力振動評価指針，日本機械学会基準 JSME S012，1998 年 9 月 30 日。
- 13) 本州四国連絡橋公団：本州四国連絡橋風洞試験要領(2001)・同解説，2001 年 8 月。

第2章 従来の研究

2.1 円柱断面の定常空気力特性

円柱断面は構造物の構成部材として適用されることが多いことから，その流体力学的特性を明らかにすることは構造物の耐風設計上重要である．従来，多くの研究者によって円柱に作用する空気力に関する風洞試験が行われてきた．しかし，それらの試験結果である空気力係数などに多少の差異が散見される．これは表-2.1^{1), 2)}に示すように，気流特性や模型諸元に関する試験条件が必ずしも一致していないことに起因していると考えられる．

表-2.1 円柱断面に作用する空気力の代表的な研究例^{1), 2)}

Test	Model aspect ratio	Surface roughness k/D	Reynolds number range(millions)	Mach no.	Geometric blockage	Turbulent intensity(%)	Ref. No.
Roshko	5.67	10^{-5}	2 to 10	< 0.25	0.13	-	3)
Achenbach	10/3,20/3	10^{-5}	0.06 to 5	< 0.1	0.17	0.7	4)
Wootton	8,10,11.5	$10^{-5}, 1.3 \times 10^{-4}$	0.1 to 3	< 0.1	< 0.025	0.4 to 0.6	5)
Bearman	12	10^{-6}	0.1 to 0.75	< 0.18	0.07	0.2	6)
Jones et al.	5.3	—	0.36 to 18.7	< 0.6	0.19	0.2	7)
Szechenyi S2-MA	4.4	Var.	0.21 to 6.5	< 0.25	0.23	0.3	9)
Szechenyi S3-MA	4,5,6,9,3	Var.	0.096 to 4.2	< 0.25	0.08 to 0.18	4.0	9)
Achenbach & Heinecke	3.38,6.75	Var.	0.006 to 5	$< 0.05?$	0.17	0.45	10)
Schewe	10	10^{-6}	0.023 to 7.1	< 0.11	0.1	< 0.4	11)
Shih et al.	8	Var.	0.3 to 8	< 0.3	0.11	0.04 to 0.08	12)

表-2.1に示した代表的な研究例についての概要を以下に示す．

Roshko³⁾は，直径0.45m，アスペクト比5.67の円柱を用いて，高圧風洞で断面まわりの圧力分布とはく離渦の発生周波数を計測した．レイノルズ数範囲は， $2 \times 10^6 \sim 10 \times 10^6$ である．その結果， $Re = 3.5 \times 10^6$ 以上のレイノルズ数領域で周期的な渦放出が再度生じる極超臨界域を実験的に確認した．

Achenbach⁴⁾は，アスペクト比10/3，20/3の2種類の円柱模型を用いて，高圧風洞においてレイノルズ数範囲 $0.06 \times 10^6 \sim 5 \times 10^6$ の範囲で圧力計測を行った．熱交換器の管群を対象とした先駆的な実験である．しかし，圧力孔は1点のみであり，模型を中心軸まわりに回転させて繰り返し計測した．

Wootton⁵⁾は，アスペクト比10前後の円柱模型をばね支持状態で片持ち状態させ，質量減衰パラメータと渦励振の応答振幅の関係およびストローハル数を調べた．使用した風洞は，高圧風洞でレイノルズ数領域は $0.1 \times 10^6 \sim 3 \times 10^6$ の範囲である．その結果， $Re = 1.5 \times 10^6$ 以上のレイノルズ数領域でスト

ローハル数 0.1 の周期的な渦放出が再度生じることを実験的に確認した。

Bearman⁶⁾ は、超臨界域において周期的で明確な渦の発生が抑制される原因の究明を目的として、レイノルズ数領域 $0.1 \times 10^6 \sim 0.75 \times 10^6$ の範囲でストローハル数を計測した (図-2.1)。アスペクト比 12 の模型の模型軸中央に圧力孔を設置して、渦発生周波数を計測した。また、背圧の模型軸方向分布を計測して、流れの 2 次元性を確認している。超臨界域で背圧の模型軸方向分布の一様性が乱れると、周期的な渦の発生が抑制され、周波数のピークが小さくなり、周波数領域が広がる傾向にあることが分かった。なお、計測結果は、模型表面粗度、アスペクト比、端部条件、乱れの強さ、乱れのスケールに左右される結果となった。

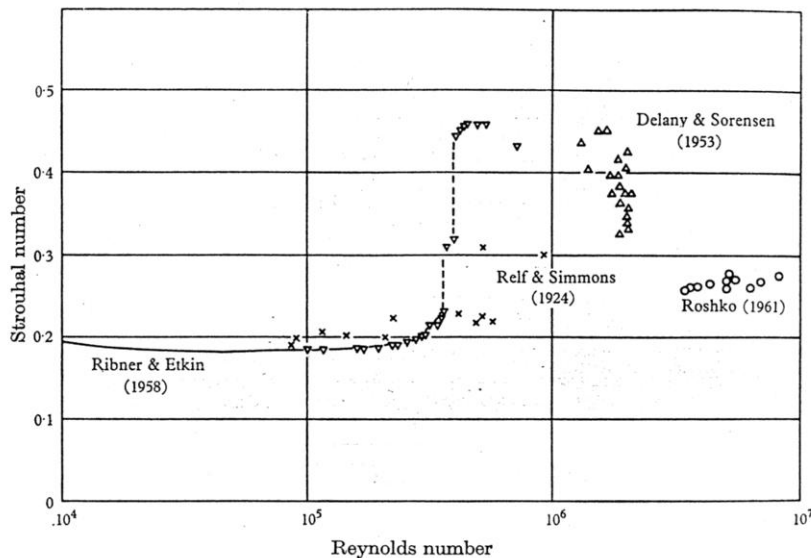


FIGURE 6. Circular cylinders, Strouhal number versus Reynolds number.
▽, present results.

図-2.1 レイノルズ数とストローハル数の関係 (Bearman⁶⁾ の研究)

Jones ら⁷⁾ は、NASA Langley 研究所の $4.9\text{m} \times 4.9\text{m}$ の測定胴断面を有する音速風洞において、直径 0.9m の円柱模型を用いて、静止時および強制加振時における空気力およびストローハル数を計測した。レイノルズ数領域は、 $0.36 \times 10^6 \sim 18.7 \times 10^6$ であり、従来報告されている中で最大のレイノルズ数における計測事例である。しかし、最大レイノルズ数における Mach 数は 0.6 であった。Mach 数が 0.25 を超えると圧縮効果が出てきたことが指摘されている。Pope ら⁸⁾ によると Mach 数が 0.2 以下であれば非圧縮性は満足されるとしている。一方、周期的な渦の発生がレイノルズ数 0.6×10^6 まで認められ、 3.5×10^6 以上で再び発生することが報告されている。このことは、Roshko³⁾ や Bearman⁶⁾ の計測結果と同様の傾向にある。また、レイノルズ数 8.0×10^6 以上におけるストローハル数は 0.3 であると報告している。

Szechenyi⁹⁾ は、低レイノルズ数領域の計測において、高レイノルズ数領域の空力特性を示すような模型表面粗度に関する研究を行った。模型軸方向に 3 箇所の断面まわりに 20 箇所の圧力孔を設置して、模型表面圧力、ストローハル数を計測した。

Achenbach ら¹⁰⁾ は、模型アスペクト比、模型表面粗度およびレイノルズ数を変化させたときの抗力係数（図-2.2）およびストローハル数（図-2.3）を計測した。レイノルズ数領域は、 $0.006 \times 10^6 \sim 5.0 \times 10^6$ である。

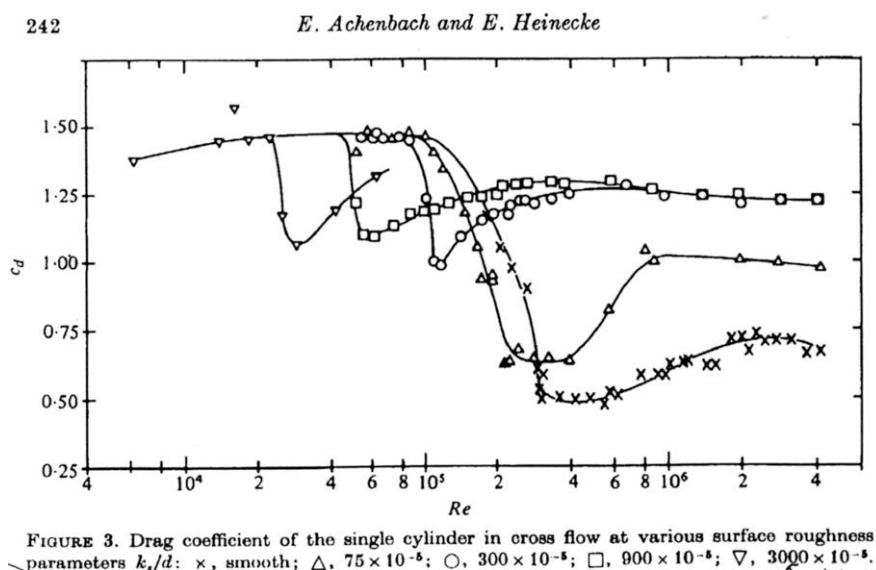


図-2.2 模型表面粗度を変化させたときの抗力係数（Achenbach ら¹⁰⁾の研究）

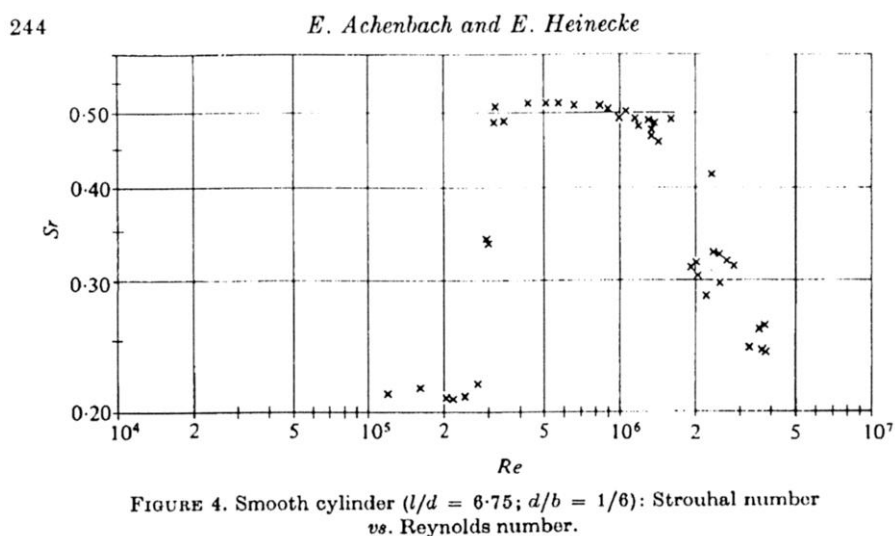


図-2.3 滑面を有する円柱断面のストローハル数（Achenbach ら¹⁰⁾の研究）

Schewe¹¹⁾ は、アスペクト比 10 の円柱模型を高圧風洞内に設置して空気力およびストローハル数を計測した。レイノルズ数領域は、 $0.023 \times 10^6 \sim 7.1 \times 10^6$ である。臨界域から 1.0×10^6 にかけてのレイノルズ数における計測ストローハル数は、Bearman⁶⁾ の計測値と良い一致を示している。レイノルズ数 2.0×10^6 付近で、ストローハル数は、約 0.1 に急激に減少し、その後最大計測レイノルズ数である 7.1×10^6 における 0.29 まで漸増する。このストローハル数 0.29 は、Roshko³⁾ や Jones ら⁷⁾ の計測結果とほぼ

一致している。

Shih ら¹²⁾ は、NASA Ames 研究所の高圧風洞において、アスペクト比 8.0 の円柱模型を用いて、レイノルズ数 $0.3 \times 10^6 \sim 8.0 \times 10^6$ の範囲において、模型表面粗度の影響度を調査した。円柱断面まわりに圧力孔を設けて、圧力分布やストローハル数を計測した結果、亜臨界領域においてストローハル数は増加しなかった。また、模型表面粗度を変化させてもストローハル数は変化していない。

2.2 橋梁断面の定常空気力特性

土木学会構造工学委員会風洞実験相似則検討小委員会の活動成果報告書¹³⁾ において、各種構造断面の空気特性に及ぼすレイノルズ数効果に関して、既往の研究成果や各研究機関で実施された風洞試験データが報告されている。具体的には、隅切り断面（タンデム構造を含む）、矩形断面、H 型断面、アングル材などの構造基本断面ならびに偏平六角形断面、I 桁断面、二箱桁断面等の橋梁橋桁断面に関する三分力係数やストローハル数などの静的空気力特性、風による応答特性に及ぼすレイノルズ数効果について体系的に検討された結果がまとめられている。ここでは、この報告書に掲載されている研究成果ならびにその後に発表された研究成果の概要について述べることにする。

隅切り矩形断面を対象に、断面まわりの圧力分布、風下側断面の静圧分布、ストローハル数に及ぼすレイノルズ数の影響についての成果として、松本ら¹⁴⁾、岡島ら^{15), 16)}、斎藤ら¹⁷⁾ の研究例がある。また、矩形断面の背圧係数やストローハル数に着目し、それらに及ぼすレイノルズ数効果についての研究が、岡島ら^{18), 19), 20)}、久保ら^{21), 22)}、周ら²³⁾ によってなされている。一方、風洞試験の手法ではなく、数値流体解析 (CFD) を駆使した矩形断面まわりの圧力分布に及ぼすレイノルズ数効果に関する研究例として、黒田²⁴⁾ や平野ら²⁵⁾ の研究が挙げられる。希少な研究例として、球のストローハル数のレイノルズ数依存性についての関下ら²⁶⁾ の研究例や鋼管鉄塔の抗力に及ぼすレイノルズ数の影響に関する岡島ら²⁷⁾ の研究が挙げられる。

橋梁橋桁断面の空気特性に及ぼすレイノルズ数に関する研究例を挙げると、平板に近い断面形状を有する橋梁断面を対象に、グレーチングの開口率、開口位置を変化させて、三分力特性、非定常空気力特性およびフラッター特性に与える影響を調べた Matsumoto ら²⁸⁾ の研究、三分力特性やストローハル数に及ぼすレイノルズ数効果について、ノルマンディ橋を対象とした Barre ら²⁹⁾ の研究、ストーンカッター橋を対象とした Larose ら³⁰⁾ や Hui ら³¹⁾ の研究、箱桁や長大吊橋偏平断面を対象とした大森ら³²⁾ や井上ら³³⁾ の研究、逆台形断面を対象とした Schewe の研究³⁴⁾ がある。また、橋梁基本断面のストローハル数に及ぼすレイノルズ数に関する久保ら²²⁾ や周^{35), 36)} の研究がある。数値流体解析 (CFD) を用いた橋梁断面まわりの流れパターンに関する研究例として、黒田²⁴⁾ や Jeong³⁷⁾ の研究が挙げられる。実橋における圧力計測結果をベースにレイノルズ数とストローハル数の関係について論じた久保ら³⁸⁾ の研究がある。

以上述べた研究例の中で、次章以降の本研究の内容と関連性が高い4つの研究について、もう少し詳細に述べる。

Matsumotoら²⁸⁾は、平板に近い断面形状を有する橋梁断面を対象に、グレーチングの開口率、開口位置を変化させて、三分力特性、非定常空気力特性およびフラッター特性に与える影響を調べた。その結果、三分力に与えるレイノルズ数効果は、グレーチングの位置・開口位置に依存することが分かった。レイノルズ数効果が大きかったType 4 OR（開口率）=100%，60%の風速と各空気力係数の関係を図-2.4に示す。レイノルズ数効果は、グレーチングではなく、開口部の存在そのものが原因と考えられると結論付けている。

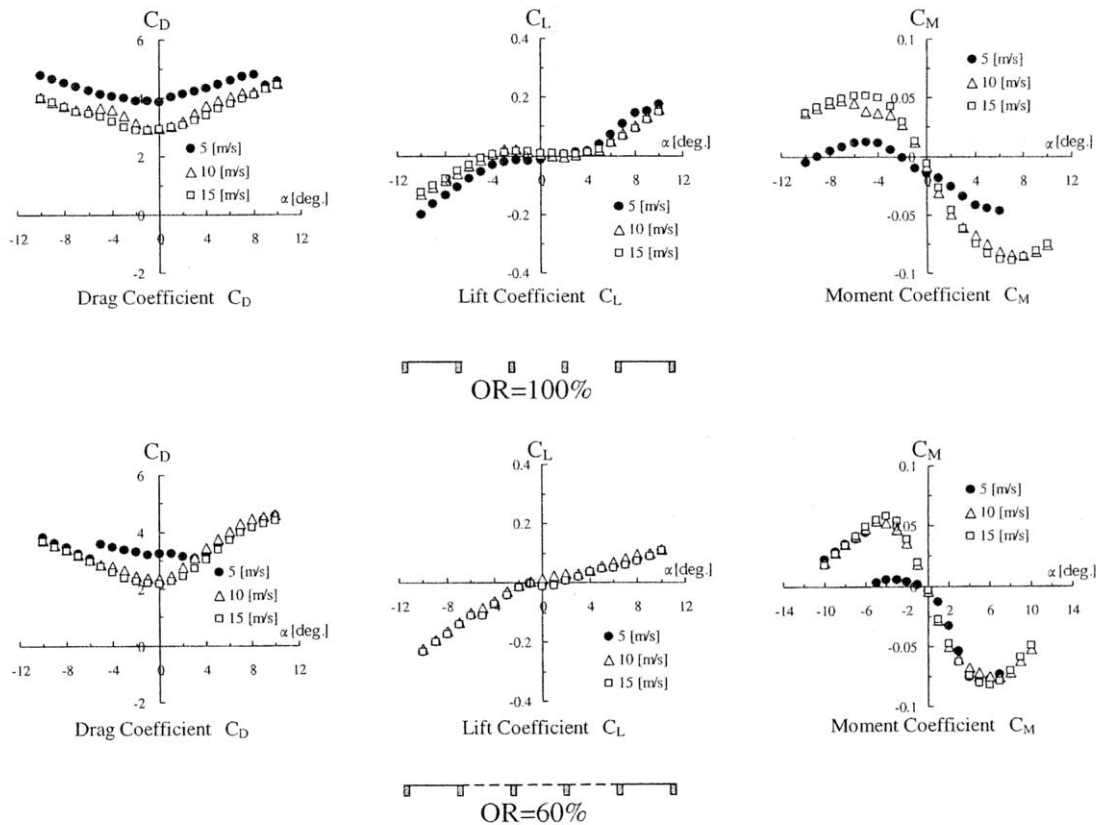


Fig. 2. The Re effect on drag, lift and pitching moment coefficients for Type 4 with OR = 100% and 60%.

図-2.4 三分力係数と風速（レイノルズ数）の関係（Matsumotoら²⁸⁾の研究）

Barre ら²⁹⁾ は、フランスの CENTRE SCIENTIFIQUE ET TECHNIQUE DU BATIMENT (CSTB) の風洞において、縮尺 1/10、模型長 3.6m のノルマンディー橋の部分模型を用いて三分力試験を実施した。風速範囲は、10～80m/s であることから、桁高を代表幅としたレイノルズ数範囲は、 $0.2 \times 10^6 \sim 1.7 \times 10^6$ である。図-2.5 に試験状況、レイノルズ数と迎角 0 度における三分力係数の関係を示す。さらに、縮尺 1/10, 1/50, 1/200 の 3 種類の模型を用いた三分力試験結果との比較も行っている。迎角-4 度～+4 度の範囲において、抗力係数はレイノルズ数の影響が認められないが、揚力係数はレイノルズ数の影響を受け、とくに縮尺 1/200 が他の 2 つの模型と乖離している。著者らは、この原因として縮尺 1/200 模型の模型化における部材の簡略化が考えられるとしている。

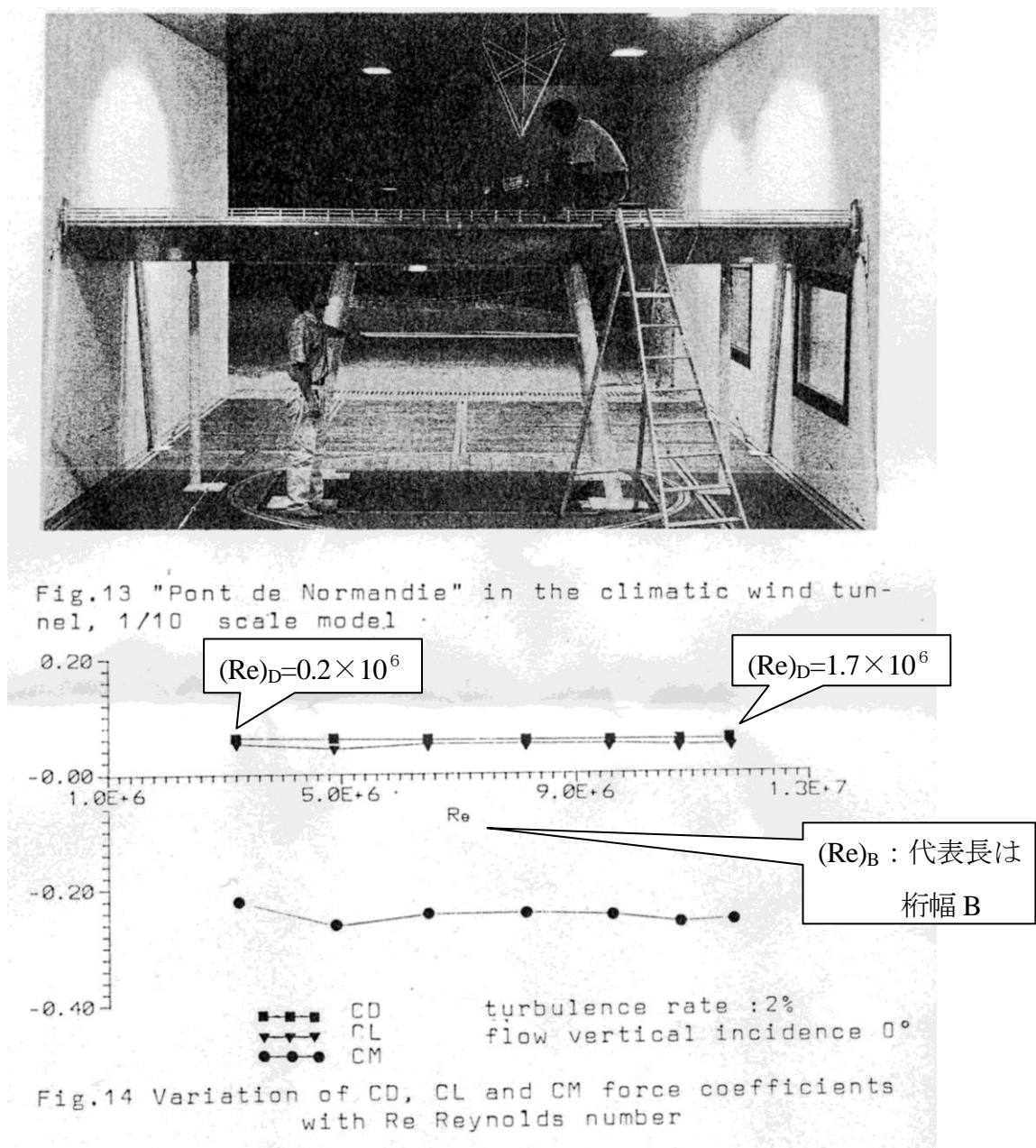


図-2.5 ノルマンディー橋の縮尺 1/10 模型の三分力係数 (Barre ら²⁹⁾ の研究)

(注：横軸のレイノルズ数の代表長は桁幅 B である。実橋桁幅 $B_p = 22.35\text{m}$ ，実橋桁高 $D_p = 3.05\text{m}$)

一方, Larose ら³⁰⁾ や Hui ら³¹⁾ の風洞試験結果によると, 図-2.6 に示すように, 2箱桁断面を有するストーンカッター橋の縮尺 1/20 の大型模型を用いた三分力係数結果は, 各迎角においてレイノルズ数の増加とともに抗力係数が徐々に増加する傾向にある. とくに-5度や+5度のような大きな迎角においてその傾向が顕著になっている. この要因として, レイノルズ数が増加すると上流側桁からのウェイクが小さくなり, その結果下流側桁に衝突する風速が高くなるため, 抗力が大きくなると説明している. なお, 揚力係数および空力モーメント係数については, レイノルズ数の増加に伴う変化は見られない.

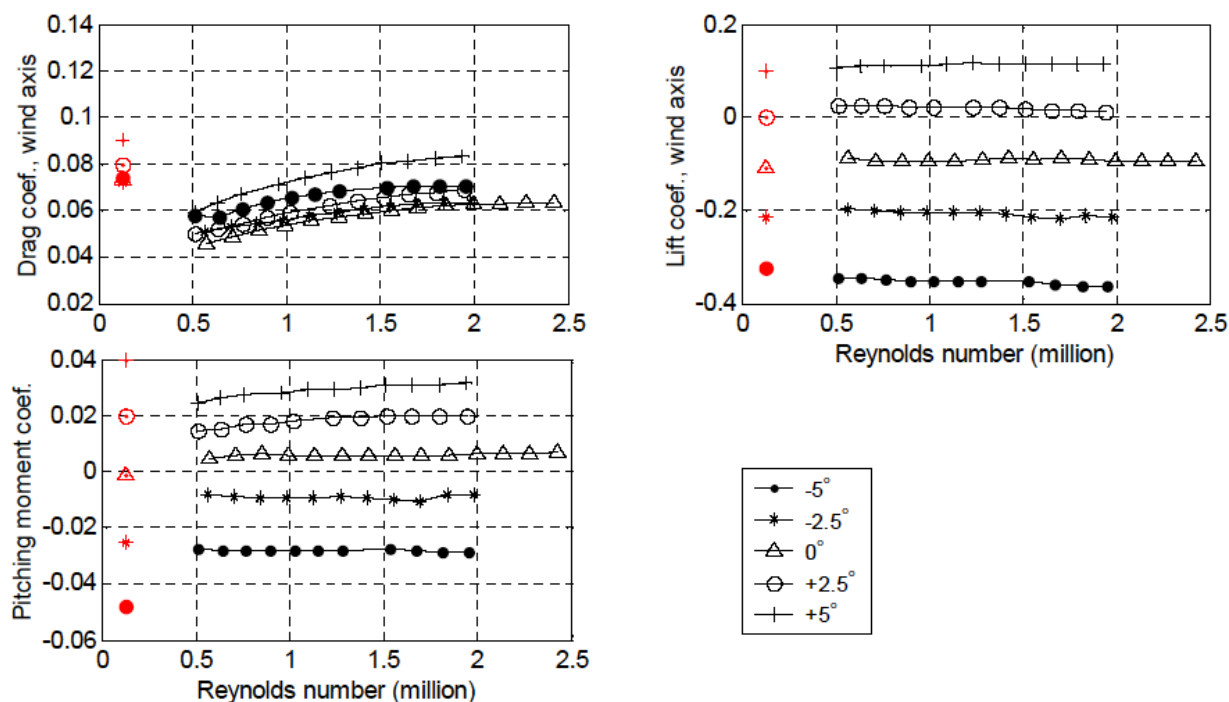


Figure 6. Static coefficients as a function of Reynolds number (based on the width of one box) for the twin-deck of the Stonecutters Bridge with small guide vanes. The data at $Re=0.13 \times 10^6$ are from the 1:80 scale tests at DMI [5].

(注: レイノルズ数の代表長は1箱桁分の桁幅 $B_m=19.5\text{m}/20=0.975\text{m}$)

図-2.6 ストーンカッター橋の三分力係数 (Larose ら³⁰⁾ の研究)

参考文献

- 1) 松田一俊, S. J. Zan : 高レイノルズ数領域における 2 次元円柱の空気力特性, 第 33 回流体力学講演会, 2001 年 9 月, pp. 221-224.
- 2) S.J.Zan: Experiments on a series of roughened cylinders in cross flow at high Reynolds numbers and low Mach numbers, National Research Council of Canada, LTR-A-047, June 2000. Limited Distribution.
- 3) A. Roshko: Experiments on the flow past a circular cylinder at very high Reynolds number, *Journal of Fluid Mechanics*, 1961, pp.345-356.
- 4) E. Achenbach: Distribution of local pressure and skin friction around a circular cylinder in cross-flow up to $Re=5 \times 10^6$, *Journal of Fluid Mechanics*, Vol.34, 1968, pp.625-639.
- 5) L.R. Wootton: The oscillations of model circular stacks due to vortex shedding at Reynolds numbers from 10^5 to 3×10^6 , NPL Aero Report 1267, National Physical Laboratory, Aerodynamics Division, Teddington, England, 1968.
- 6) P.W. Bearman: On vortex shedding from a circular cylinder in the critical Reynolds number regime, *Journal of Fluid Mechanics*, Vol.37 part 3, 1969, pp.577-585.
- 7) G.W. Jones, J.J. Cincotta, and R.W. Walker: Aerodynamic forces on a stationary and oscillating circular cylinder at high Reynolds numbers, NASA TR R-300, February 1969.
- 8) A. Pope, K. L. Goin: High speed wind tunnel testing, John Wiley and Sons, Inc., 1965.
- 9) E. Szechenyi: Supercritical Reynolds number simulation for two-dimensional flow over circular cylinders, *Journal of Fluid Mechanics*, Vol.70, 1975, pp.529-542.
- 10) E. Achenbach and E. Heinecke: On vortex shedding from smooth and rough cylinders in the range of Reynolds numbers 6×10^3 to 5×10^6 , *Journal of Fluid Mechanics*, Vol.109, 1981, pp.239-251.
- 11) G. Schewe: On the force fluctuation acting on a circular cylinder in crossflow from subcritical up to transcritical Reynolds numbers, *Journal of Fluid Mechanics*, Vol.133, 1983, pp.265-285.
- 12) W.C.L. Shih, C. Wang, D. Coles and A. Roshko: Experiments on flow past rough circular cylinders at large Reynolds numbers, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol.49, 1993, pp.351-368.
- 13) 構造工学委員会風洞実験相似則検討小委員会 : 【委員会報告】風洞実験相似則に関する調査研究, 土木学会論文集 No. 489/I-27, 1994 年 4 月, pp. 17-25.
- 14) 松本 勝, 白石成人, 白土博通, 桂 一詞, 西崎孝之 : 隅切り矩形断面のレイノルズ数効果に関する研究, 構造工学論文集 Vol. 38A, 1992 年 3 月, pp. 851-856.
- 15) 岡島 厚 : 隅切り矩形断面周りの流れに対するレイノルズ数の影響, 土木学会第 46 回年次学術講演会講演概要集第一部, I-230, 1991 年 10 月, pp. 498-499.
- 16) 岡島 厚, 上野久儀, 阿部彰人 : 隅切り矩形断面柱の空力特性におよぼすレイノルズ数の影響, 日

本風工学会誌, 第 49 号, 1991 年 11 月, pp. 1-13.

- 17) 斉藤 通, 渡部公介, 竹山孝行: 隅切り断面柱のレイノルズ数に対する空力特性変化について, 土木学会第 47 回年次学術講演会講演概要集第一部, I-251, 1992 年 9 月, pp. 678-679.
- 18) 岡島 厚, 大津山澄明, 片山輝明, 尾島 録: 矩形柱の流力特性に及ぼすレイノルズ数の影響, 土木学会第 52 回年次学術講演会講演概要集第 1 部(B), I-B24, 1997 年 9 月, pp. 48-49.
- 19) 岡島 厚, 上野久儀, 易 東来, 中村 透: 断面比 2 ~ 3 の矩形柱周りの流れにおけるレイノルズ数の影響, 第 13 回風工学シンポジウム論文集, 1994 年 11 月, pp. 113-118.
- 20) 岡島 厚, 木村繁男, 片山輝明, 大津山澄明, 尾島 録: 矩形柱の流力特性に及ぼすレイノルズ数の影響, 構造工学論文集 Vol. 44A, 1998 年 3 月, pp. 971-977.
- 21) 久保喜延, 周 建芹: Re 数に対する矩形断面柱の St 数と応答特性, 日本風工学会誌, 第 55 号, 1993 年 5 月, pp. 143-144.
- 22) 久保喜延, 野上千秋, 周 建芹: 橋梁断面および構造基本断面における Re 数の影響について, 第 13 回風工学シンポジウム論文集, 1994 年 11 月, pp. 119-124.
- 23) 周 建芹, 久保喜延, 落田健太郎, 前田 博: 矩形断面柱の空力特性とレイノルズ数との関係について, 土木学会西部支部研究発表会講演概要集, I-58, 1993 年 3 月, pp. 116-117.
- 24) 黒田眞一: 長大橋非定常空気力の数値予測に関する基礎的研究, 早稲田大学学位請求論文, 2003 年 3 月
- 25) 平野廣和, 渡邊 茂, 丸岡 晃: 矩形断面の空力特性に及ぼすレイノルズ数の影響—直接法数値流体解析による検討—, 応用力学論文集 Vol. 1, 1998 年 8 月, pp. 655-663.
- 26) 関下信正, 蒔田秀治, 川崎 繁: 球後流における渦放出周波数のレイノルズ数依存性, 日本流体力学会年会 2002, E114, 2002 年 7 月, pp. 158-159.
- 27) 岡島 厚, 中村泰治, 足立一雄, 松永 稔: 高レイノルズ数における鋼管鉄塔模型の抵抗, 土木学会論文報告集, 第 334 号, 1983 年 6 月, pp. 71-77.
- 28) M. Matsumoto, N. Nakajima, Y. Taniwaki, R. Shijo: Grating effect on flutter instability, *J. Wind Eng. Ind. Aerodyn.* 89, 2001, pp.1487-1497.
- 29) C. Barre, G. Barnaud: High Reynolds number simulation techniques and their application to shaped structures model test, *Proc. of the 1st IAWC European and African Regional Conf. on Wind Engineering*, Guernsey, UK, 1993, pp. 83-93.
- 30) G. L. Larose, S. V. Larsen, A. Larsen, M. Hui and A. G. Jensen : Sectional model experience at high Reynolds number for the deck of a 1018 m span cable-stayed bridge, *Proceedings of the 11th International Conference on Wind Engineering*, Lubbock, Texas, USA, 2003, pp.373-380.

- 31) M. C.H. Hui, A. Larsen: Aerodynamic investigation for the deck of Stonecutters Bridge emphasizing Reynolds number effects, *Proc. of the 2nd Int. Symposium on Advances in Wind & Structures (AWAS2)*, Busan, Korea, 2002, pp. 649-656.
- 32) 大森龍一郎, 井上浩男, 内藤 誠, 山崎英之: 箱桁の三分力特性のレイノルズ数依存性に関する実験的研究, 土木学会第 48 回年次学術講演会講演概要集第一部, I -313, 1993 年 9 月, pp. 774-775.
- 33) 井上浩男, 荻生田 弘, 船本憲市, 内藤 誠: 長大吊橋偏平断面補剛桁の耐風安定性に関する実験的研究, 三井造船技報, 第 135 号, 1988 年 10 月, pp. 28-36.
- 34) G. Schewe, A. Larsen: Reynolds number effects in the flow around a bluff bridge deck cross section, *J. Wind Eng. Ind. Aerodyn.* 74-76, 1998, pp.829-838.
- 35) 周 建芹, 久保喜延, 落田健太郎: 橋梁基本断面柱の Re 数による St 数と応答特性, 土木学会第 48 回年次学術講演会講演概要集第一部, I -314, 1993 年 9 月, pp. 776-777.
- 36) 周 建芹, 久保喜延, 広中忠孝, 田崎賢治: 構造断面柱のストローハル数に及ぼすレイノルズ数効果について, 土木学会西部支部研究発表会講演概要集, I -47, 1992 年 3 月, pp. 114-115.
- 37) U. Y. Jeong, H. M. Koh, H. S. Lee: Finite element formulation for the analysis of the RNG $k-\epsilon$ model, *J. Wind Eng. Ind. Aerodyn.* 90, 2002, pp.151-169.
- 38) 久保喜延, 新原雄二, 中野龍児, 林田宏二: 伊唐大橋の表面圧力実測によるレイノルズ数効果に関する検討, 土木学会第 52 回年次学術講演会講演概要集第 1 部(B), I -B26, 1997 年 9 月, pp. 52-53.

第3章 円柱断面の定常空気力に及ぼすレイノルズ数効果

3.1 概要

本章では、橋梁のようにやや複雑な形状を有する断面に対するレイノルズ数効果を研究する前に、まず基本的な充腹断面であり、かつ既往の研究例が多い円柱断面を対象に、高圧風洞を用いて定常空気力に及ぼすレイノルズ数効果を実験的に確認した。ここで得られた研究成果を第4章「橋梁断面に作用する定常空気力に及ぼすレイノルズ数効果」の考察に活用することを目的とする。

ここでは、実構造物のレイノルズ数に近い領域における円柱断面の空気力特性を把握することを主眼として $1.0 \times 10^5 \sim 7.0 \times 10^6$ のレイノルズ数領域における風洞試験を行った。とくに、空気力特性に影響を与えると考えられるパラメータである模型アスペクト比、模型表面粗度および気流の乱れの強さを変化させて計測を行った。なお、試験結果は、レイノルズ数と平均抗力係数の関係、レイノルズ数と平均揚力の関係、レイノルズ数とストローハル数の関係について整理し、考察を行った。

さらに、円柱断面の動的耐風安定性として、スクルートン数が非常に小さい場合（高速増殖炉「もんじゅ」の温度計さや管の場合、レイノルズ数： $Re=VD/\nu=1.0 \times 10^5$ 、スクルートン数： $Sc=2m\delta/\rho D^2 \approx 1.0$ 、 V ：流速、 D ：円柱径、 ν ：動粘性係数、 m ：単位長質量、 δ ：構造対数減衰率、 ρ ：流体の密度）に発生するインライン振動を取り上げ、低レイノルズ数領域における風洞試験を実施し、日本機械学会の円柱インライン振動に関する指針¹⁾の風洞試験結果と比較し考察を加えた。

3.2 レイノルズ数

非圧縮性粘性流体の運動方程式である Navier-Stokes 運動方程式²⁾は、次式で与えられる。

$$\frac{Du}{Dt} = F_x - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\mu}{\rho} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) \quad (3.1)$$

$$\frac{Dv}{Dt} = F_y - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} + \frac{\mu}{\rho} \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} \right) \quad (3.2)$$

$$\frac{Dw}{Dt} = F_z - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} + \frac{\mu}{\rho} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} \right) \quad (3.3)$$

ここで、 u, v, w ：流体粒子の x 方向、 y 方向、 z 方向の各速度成分

$$\frac{D}{Dt} = \frac{\partial}{\partial t} + u \frac{\partial}{\partial x} + v \frac{\partial}{\partial y} + w \frac{\partial}{\partial z} \quad (3.4)$$

F_x, F_y, F_z ：流体の単位質量に働く外力の x 方向、 y 方向、 z 方向の各成分

ρ ：空気密度、 p ：圧力、 μ ：粘性係数

式(3.1)～式(3.3)における左辺は慣性項であり，右辺第2項は圧力項，右辺第3項は粘性力の項である．したがって，流体の微小部分をとるときこれに作用する力は，次の3つである．

$$\text{慣性力} \quad \rho \frac{D\vec{v}}{Dt} \quad (3.5)$$

$$\text{圧力} \quad (-\text{grad } p) \quad \text{ただし, } \text{grad} = \left(\frac{\partial}{\partial x}, \frac{\partial}{\partial y}, \frac{\partial}{\partial z} \right) \quad (3.6)$$

$$\text{粘性力} \quad (\mu \nabla^2 \vec{v}) \quad (3.7)$$

ここで， $\vec{v} = (u, v, w)$ ， ρ ：空気密度， p ：圧力， μ ：粘性係数，

$$\nabla^2 = \left(\frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \right)$$

流体の運動はこの3つの力のつりあいの上に成り立っている．各力の相対的な大きさは，流れの種類によって大きく異なる．実在する流体は粘性をもつので粘性力を無視できない．もし，非常に速い流れ，すなわち粘性力が慣性力に対して無視できるような関係にある場合，その流れは慣性力と圧力項により決まるポテンシャル流に近づき，完全流体として取り扱うことができるが，本研究では対象外である．

本研究で取り扱う流体は空気であるが，風洞試験で実施する風速範囲内では，慣性力と粘性力のいずれも無視できないことから，物理現象が複雑となってくる．この慣性力と粘性力の大きさの比をレイノルズ数 Re と定義する．式(3.1)～式(3.3)を用いてレイノルズ数を次式で表す．

$$Re = (\text{慣性力}) / (\text{粘性力}) = \frac{\rho \times V \times \frac{\partial V}{\partial L}}{\mu \frac{\partial^2 V}{\partial L^2}} \doteq \frac{V(VL^{-1})}{\nu(VL^{-2})} = \frac{VL}{\nu} \quad (3.8)$$

ただし， ρ ：流体の密度， V ：流速， L ：代表長， μ ：粘性係数， $\nu = \mu / \rho$ ：動粘性係数

本研究で取り扱うレイノルズ数は， 10^3 から 10^6 と大きいことから，通常 Navier-Stokes 運動方程式における粘性項の影響は微小であるように思われる．しかし，実際にはそのようなレイノルズ数範囲における実在流体では，粘性項を無視することはできない．その理由は，レイノルズ数の大きい流れでは，物体表面の近くに，せん断変形速度の大きい，すなわち粘性の作用が無視できない薄い層が存在しているからである．Prandtl(1904)はこの薄い層を境界層と名づけた．その外側は粘性項の影響を無視できる粘性摩擦力の働かない完全流体とみなせる領域である．この境界層内では，流速成分が急激に変化しており，渦度が大きいことから，渦の層とみなすことができる．この渦の層が，いわばコロの働きをして，下側の物体表面の流速0と上側の完全流体とみなせる領域の間の不連続な変化の接続域の役目を果たしている．この境界層の存在が，粘性項を無視できるような高いレイノルズ数領域においても，実際には粘性項を無視することができない根拠となっている．

レイノルズ数は、流れの性質を決定する重要な無次元パラメーターである。重力など一定の外力が作用しているもとで、運動する 2 つの流体の流れを比較したとき、境界の形が幾何学的に相似でかつレイノルズ数が等ければ、流れ場全体が互いに相似となる。この場合、慣性力と粘性力の比が等しいので、2 つの流れは幾何学的にも力学的にも相似となる。これを「レイノルズ数の相似法則」³⁾ という。

既往の多くの研究結果から円柱断面は、レイノルズ数の大きさによって、その空力特性が大きく異なることが知られている。乱れの強さの小さい一様流に置かれた円柱断面の上流側面には境界層が発達する。臨界レイノルズ数 $2.5 \sim 3 \times 10^5$ より小さいとき、円柱表面の層流境界層は層流の状態ではなく離する。臨界レイノルズ数付近では、層流ではなく離した境界層が再付着して乱流境界層となり、これが前縁から約 130 度付近で再度はく離する。さらにレイノルズ数が大きくなると、円柱表面上の層流境界層は乱流境界層に遷移した後はく離する。ただし、このようなレイノルズ数の大きさに依存する円柱の空力特性は、円柱模型の表面粗度、アスペクト比、気流の乱れの強さ、乱れのスケール、風洞測定胴の閉塞率に大きく影響を受ける⁴⁾ ことから、風洞試験結果を評価する際には、これらのパラメーターにも注意を払う必要がある。

従来、橋梁のように流体力学的にブラフな断面を有する構造物は、レイノルズ数の影響は小さいと考えられてきた。しかし、例えば偏平六角断面箱桁を有する橋桁断面の場合、桁幅と桁高の比によっては前縁からはく離した流れが断面に再付着することがある。したがって、円柱断面の場合と同じように橋桁の断面形状によってはレイノルズ数の影響を受ける可能性が考えられる。第 4 章以降で取り扱う代表的な橋梁断面の寸法は、桁断面の幅 $B=40\text{m}$ 、桁高 $D=4\text{m}$ であることから、桁幅と桁高の比は、 $B/D=10$ となる。矩形断面の場合、 $B/D \leq 2.8$ は完全はく離型、 $2.8 < B/D \leq 6$ は周期的再付着型、 $B/D > 6$ は定常再付着型と分類される⁵⁾。したがって、本研究で検討対象とした橋梁断面は、流れの再付着の可能性が十分示唆される。この点からも本研究において検討対象とした橋桁断面の空気力特性は、レイノルズ数の影響を受ける可能性が高いことがわかる。

3.3 風洞試験⁶⁾

3.3.1 模型

模型はアルミ製の 2 次元模型であり、アスペクト比を 3 種類変化させ、それぞれについて模型表面粗度を 2 種類変化させた計 6 種類を製作した。模型の両端に 2 分力天秤を設置した。最大容量が揚力、抗力とも 900N である 2 分力天秤を新規製作した。なお、2 つの天秤は測定胴の外側に設置させた。

3.3.2 風洞

高いレイノルズ数を確保するため、図-3.1 に示すカナダ NRC の高圧風洞⁷⁾ を使用した。風洞の主要諸元を表-3.1 に示す。測定胴内側面に発達する境界層を除去するため、模型取付け中心位置周辺に幅 0.6 m

×高さ 0.46m の多層式のメッシュ部分がある．この部分の圧力を調整することにより，測定胴内の気流の2次元性を確保するように努めた．

風洞気流は，一様流（乱れの強さ 0.5%）の他，乱れの強さが 4.8%，13%の乱流2種類の計3種類とした．乱流は模型中心から上流 0.75 m の位置に乱流格子をセットして生成した．乱流格子のバーは，幅と間隔の比が 1:5 とし，測定胴断面に対する充実率は 36%である．また，乱流格子に作用する抗力は，最大 20kN となり，安全上の問題もあることから，NRC の専門家によって乱流格子は設計および製作された．高圧風洞測定胴，乱流格子と各種模型の各写真を図-3.2 に示す．

カナダNRC高圧風洞

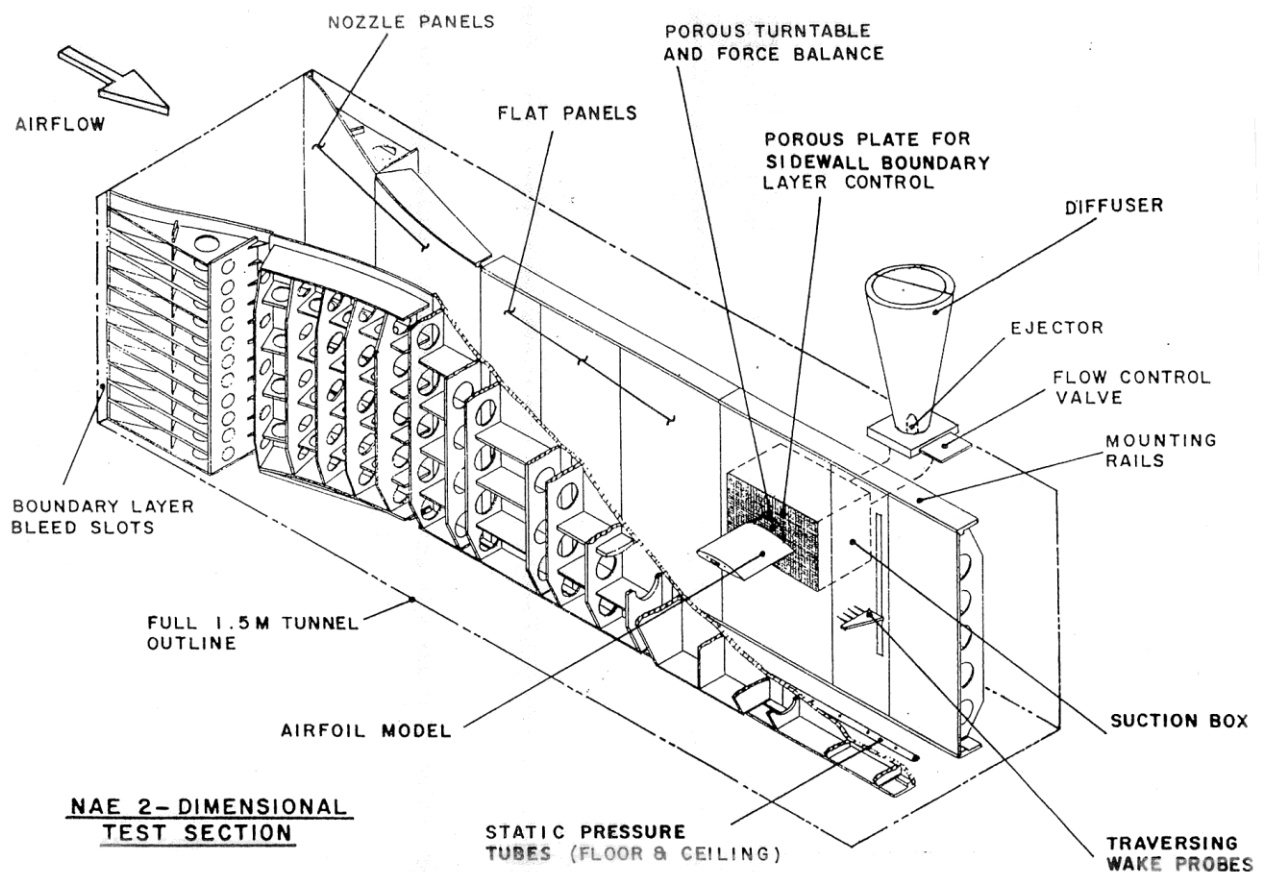


図-3.1 カナダNRC高圧風洞⁷⁾

表-3.1 カナダNRC高圧風洞の主要諸元⁷⁾

NAE 1.5 m (5 ft) TRISONIC BLOWDOWN WIND TUNNEL

The intense activity within the Canadian aircraft industry throughout the 1950's led to an urgent need for a large high speed wind tunnel to support development of the numerous projects. Despite the cancellation of the Avro CF-105 "Arrow" jet interceptor in 1958, the wind tunnel was completed and in 1963 the High Speed Aerodynamics (HSA) Laboratory was formed within NAE to operate the new facility.

The Laboratory is devoted entirely to aerodynamic research, either directly through internally generated projects or indirectly by providing expertise and wind tunnel facilities for the aerospace industry in its own research programs.

With a staff of over fifty scientific and technical specialists the Laboratory is virtually self contained. In addition to a group of competent scientists, it houses a design office, a modern machine shop capable of manufacturing any model required for testing, an instrument and controls group, the wind tunnel operating group and a group of computing specialists. The Laboratory can thus undertake not only wind tunnel testing, but also model design and manufacture and the development of special instrumentation. More recently, the HSA Lab has served as both design consultant and training ground for new wind tunnel facilities sold abroad by Canadian industry.

Contact:

National Research Council Canada
National Aeronautical Establishment
High Speed Aerodynamics Laboratory
Ottawa, Ontario
CANADA K1A 0R6

Attn: L.H. Öhman (613) 998-3064

TYPE OF WIND TUNNEL

Blowdown Trisonic

SIZE OF TEST SECTIONS

1.5 X 1.5 m (5 X 5 ft)
0.38 X 1.5 m (15 in X 5 ft)

MACH NUMBER RANGE

0.1 → 0.75 Subsonic
0.7 → 1.4 Transonic
1.1 → 4.25 Supersonic

MAXIMUM REYNOLDS NUMBER

1.5 X 1.5 m:
80 X 10⁶ /m (25 X 10⁶ /ft)
0.38 X 1.5 m:
160 X 10⁶ /m (50 X 10⁶ /ft)

USEFUL RUNNING TIME

5 → 60 seconds

TIME TO CHARGE TANKS

40 min from Empty
20 min between Blowdowns

TYPICAL PRODUCTION

10 → 20 Blowdowns/day
1350 Blowdowns/year

AIR SUPPLY

8.4 MW (11,250 hp) Synchronous
Motor; 10-Stage Compressor

AIR STORAGE

1430 m³ (50,430 ft³) @ 21 atm
& 21°C

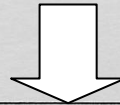
DATA SYSTEM

(Data Gathering & Processing, &
Tunnel Control)

DEC PDP 11/55 Computer
98 Analog Amplifier Channels
15 bit A/D Conversion
100 KHz max Through-put
VAX 785 to be Installed 1985

SCHLIEREN SYSTEM

Multi-Source Focussing Type



	STING MOUNTED TESTING	TWO-DIMENSIONAL TESTING	HALF-MODEL TESTING
TEST SECTION SIZE	1.5 X 1.5 m (5 X 5 ft) Closed solid wall sub & supersonic; 20.5% porous tandem roll-in transonic test section	0.38 X 1.5 m (15 in X 5 ft) Channel inserted into T/S test section; solid sidewalls; 20.5% porous floor & ceiling	1.4 X 1.5 m (4.8 X 5 ft) Solid reflection plate installed in T/S test section (3 walls 20.5% porous)
TYPICAL MODEL SIZE	1 m (40 in) max span	0.3 m (12 in) chord	1 m (40 in) max half-span
MACH NUMBER RANGE	0.1 → 0.75 Subsonic 0.7 → 1.4 Transonic 1.1 → 4.25 Supersonic	0.10 → 0.95	0.2 → 0.99
MODEL SUPPORT	Sting & internal balance on vertical strut	Pair of 3-component external sidewall balances; 9070 Kg (20,000 lb) max normal force	4-component external sidewall balance; 4300 Kg (9500 lb) max normal force
PITCH MOTION	-11° → +23° @ max 20°/sec	± 50° @ max 15°/sec Dual-sided synchronous balance drives	± 50° @ max 15°/sec External balance drive
ROLL MOTION	± 354° @ max 37°/sec	-----	-----
SPECIAL FEATURES	Model air supply of 0.9 Kg (2 lb) /sec or more @ 17 atm Air extraction to 1 atm from model Combined pitch/yaw motion Captive store load measuring rig (articulated sting) Schlieren windows in transonic & supersonic test sections	Dual sided model air supply of 4.1 Kg (9 lb) /sec @ 17 atm NAE 2D TEST STANDARDS: — 80 orifice max surface pressure instrumentation — 4 tube vertically traversing wake rake — Ejector augmented sidewall suction B/L removal	Model air supply of 2.3 Kg (5 lb) /sec @ 17 atm Air extraction to 1 atm from model



(a)測定洞（試験準備中）



(b)模型（直径 37.5mm 表面粗度 $k/D \div 10^{-6}$ ）



(c)模型（直径 75mm 表面粗度 $k/D \div 10^{-4}$ ）

乱れの強さ 4.8%用格子



(d) 模型（直径 150mm 表面粗度 $k/D \div 10^{-6}$ ）

乱れの強さ 13%用格子

図-3.2 高圧風洞・使用模型・乱流格子

3.3.3 試験条件・計測項目

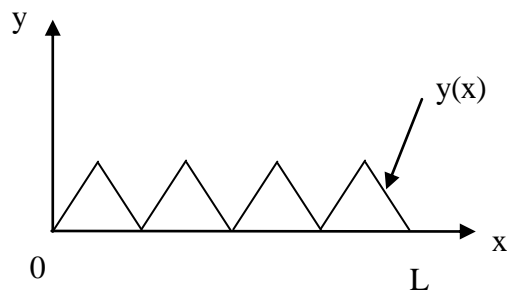
試験条件を表-3.2に示す．先述したように，ここでは試験パラメーターとして円柱に作用する空気力特性に影響を与えると考えられる模型アスペクト比，模型表面粗度および気流の乱れの強さに着目した．模型アスペクト比は3種類変化させた．模型表面粗度は各アスペクト比について2種類変化させた．主流方向の気流の乱れ強さは，3種類変化させた．

表-3.2 試験条件

使用風洞	名称	NRC 1.5m Trisonic Blowdown Wind Tunnel	
	測定胴断面	幅0.38m×高さ1.5m	
円柱模型 (6種類)	直径	0.0375m, 0.075m, 0.150m	
	閉塞比	2.5%, 5.0%, 10%	
	アスペクト比	10.1, 5.1, 2.5	
	表面粗度	$k/D \div 10^{-4}$	$k/D \div 10^{-6}$
マッハ数		0.07-0.15	0.10-0.20
風速		23-50m/s	33-66m/s
レイノルズ数		$1.0 \times 10^5 - 4.2 \times 10^6$	$1.0 \times 10^5 - 7.0 \times 10^6$
乱れの強さ(主流方向)		0.5%, 4.8%, 13%	
乱れのスケール(主流方向)		—, 0.033m, 0.074m	

ここで，模型表面粗度 k は，次式で定義される．

$$k = \frac{1}{L} \int_0^L |y(x)| dx \quad (3.9)$$



また，計測項目は，平均抗力，平均揚力，変動揚力係数，ストローハル数である．各計測項目の定義式は次のとおりである．なお，ストローハル数は，変動揚力スペクトルのピーク値から算出した．

$$\text{平均抗力係数 : } C_D = \frac{F_D}{\frac{1}{2} \rho V^2 D l} \quad (3.10)$$

$$\text{平均揚力係数} : C_L = \frac{F_L}{\frac{1}{2}\rho V^2 D l} \quad (3.11)$$

$$\text{変動揚力係数} : \sqrt{C_L^2} = \frac{\sqrt{f_L^2}}{\frac{1}{2}\rho V^2 D l} \quad (3.12)$$

$$\text{ストローハル数} : St = \frac{fD}{V} \quad (3.13)$$

ただし、 F_D : 平均抗力(N), F_L : 平均揚力(N), $\sqrt{f_L^2}$: 変動揚力(N), ρ : 空気密度(kg/m³), V : 平均風速(m/s), D : 円柱径(m), l : 模型長(m), f : 渦の放出周波数(Hz)

データ収集は、1チャンネルあたり4800Hzで8秒間計測し、各種物理量に計算処理された。

なお、円柱径0.0375mおよび0.075mのとき、閉塞率はそれぞれ2.5%および5.0%であるので抗力の補正は行わなかった。しかし、円柱径0.150mのとき閉塞率は10%と大きくなるので、次式による抗力係数の補正⁸⁾を行った。

$$\Delta C_D = C_D \left(\frac{V_2}{V_1} \right) \left\{ 1 - \left(\frac{V_2}{V_1} \right) \right\} + \frac{h}{d} \left\{ 1 - \left(\frac{V_2}{V_1} \right) \right\}^2 \quad (3.14)$$

ただし、 ΔC_D : 抗力係数の補正分, C_D : 抗力係数(補正前), V_1 : 模型より十分上流側ただし、乱流格子の下流側における風速(m/s), V_2 : 模型より十分下流における風速(m/s), h : 測定胴高さ(m), d : 模型の円柱径(m)

3.4 レイノルズ数と定常空気力係数の関係

3.4.1 レイノルズ数と平均抗力係数

アスペクト比，模型表面粗度，乱れの強さを変化させたときのレイノルズ数と抗力係数の関係をそれぞれ図-3.3，図-3.4，図-3.5に示す．

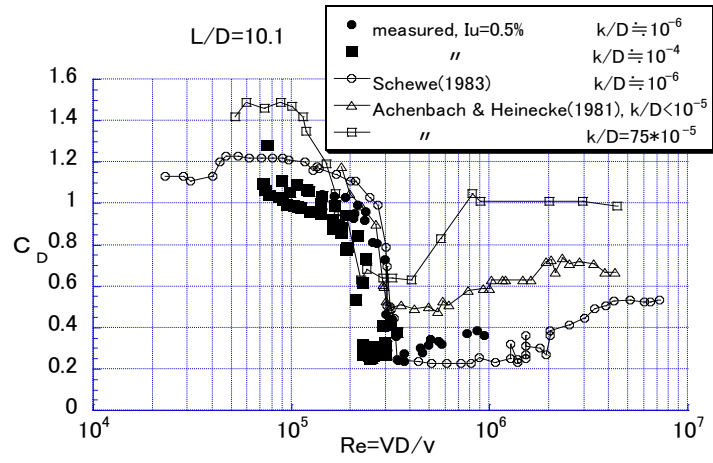
(1) アスペクト比の影響

図-3.3において，本試験で用いた模型表面粗度と比較的近い既往の試験成果^{9), 10)}を比較すると，両者の平均抗力係数に大差がないことから，アスペクト比が平均抗力係数に与える影響は小さいように見受けられる．しかし，既往の研究¹⁰⁾によると，アスペクト比が3以下の場合，臨界領域および超臨界における断面まわりの流れは3次元流れとなり規則的な渦の放出が抑制されると報告されている．したがって，図-3.3(c)のアスペクト比2.5の試験結果については参考データとする．

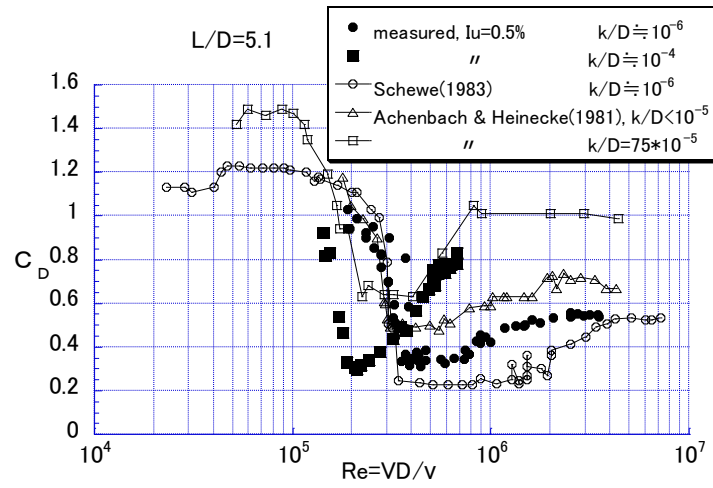
(2) 模型表面粗度の影響

既往の研究¹⁰⁾によると，模型表面粗度の増加に伴い，抗力係数が急減する臨界レイノルズ数が小さくなる傾向にある．さらに，模型表面からはく離せん断層が層流はく離から再付着して乱流はく離する臨界レイノルズ数の範囲も小さくなる．図-3.4から本試験結果でも模型表面粗度の増加に伴い，臨界レイノルズ数が約 3.0×10^5 から約 2.0×10^5 に小さくなり，かつ臨界レイノルズ数の範囲も縮小していることが分かる．(b)の模型表面粗度 $k/D \cong 10^{-4}$ の場合，臨界レイノルズ数領域における抗力係数の曲線が2種類あるのは，アスペクト比の違いによるものである．抗力係数が0.6付近から増加に転じているのは，アスペクト比が10.1および5.1の場合であり，抗力係数が0.3付近から増加に転じているのは，アスペクト比が2.5の場合である．この原因として，従来から指摘されているように，はく離せん断層が層流はく離から再付着して乱流はく離する臨界レイノルズ数領域における模型まわりの流れパターンが，アスペクト比だけでなく乱れの強さや模型表面粗度の影響を敏感に受けているためと推測される．

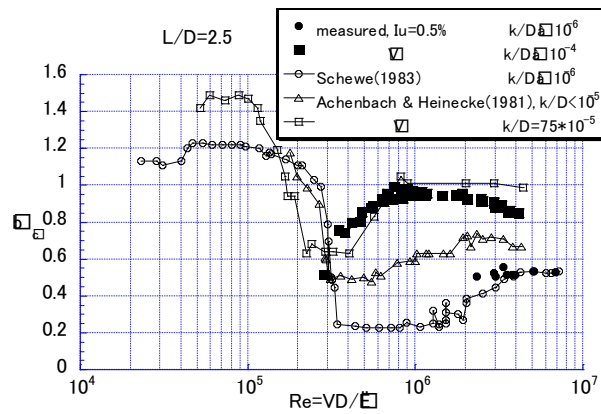
表面粗度の違いによる抗力係数の変化は，従来の研究結果と同様に今回の試験でも確認された．円柱に作用する空気力を計測する場合，表面粗度の設定には十分注意を払うことが重要である．また，実構造物に作用する抗力の評価を行う場合も，表面粗度の影響を考慮することが肝要である．



(a) $L/D=10.1$

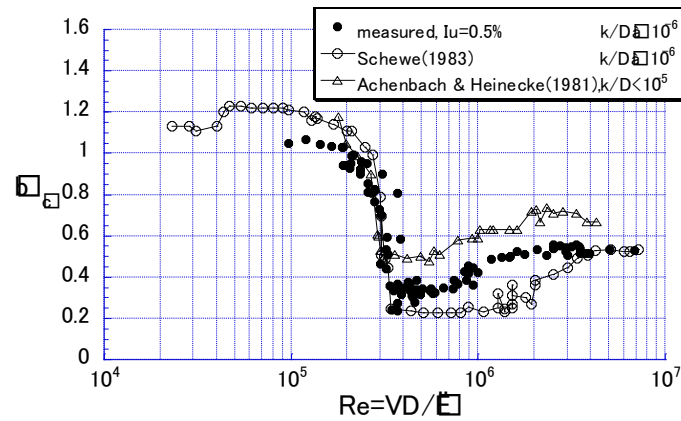


(b) $L/D=5.1$

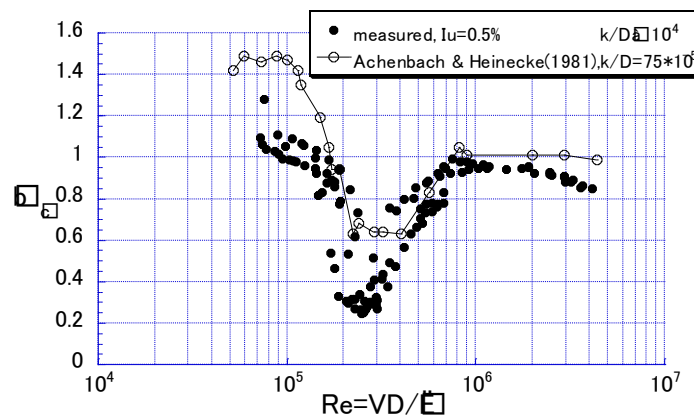


(c) $L/D=2.5$

図-3.3 円柱のレイノルズ数と平均抗力係数の関係（アスペクト比変化，乱れの強さ $Iu=0.5\%$ ）



(a) $k/D \div 10^{-6}$



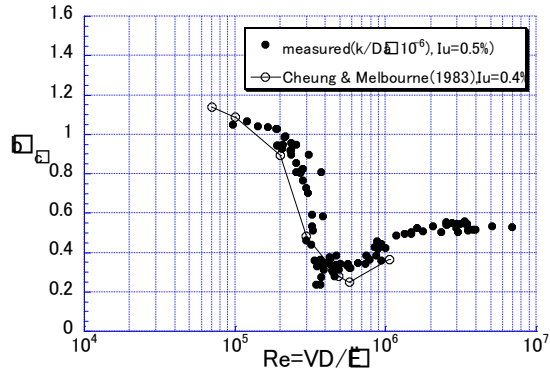
(b) $k/D \div 10^{-4}$

図-3.4 円柱のレイノルズ数と平均抗力係数の関係（模型表面粗度 k/D 変化，乱れの強さ $I_u=0.5\%$ ）

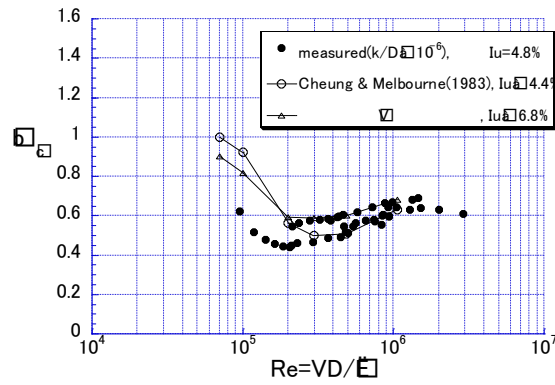
（３）乱れの強さの影響

乱れの強さが抗力係数に与える影響を図-3.5 に示す．本試験結果は，既往の試験結果^{1 1)} と良く一致している．従来から指摘されているように，乱れの強さは見かけのレイノルズ数を増加させる効果があるが，今回の計測結果も同様の傾向となった．円柱断面における「はく離せん断層の層流はく離状態」が，「層流はく離・再付着さらに乱流はく離状態」へ移行すること，さらに乱れの強さが大きい場合は，「はく離せん断層の乱流はく離状態」へ移行することを乱れが促進させているためと考えられる．

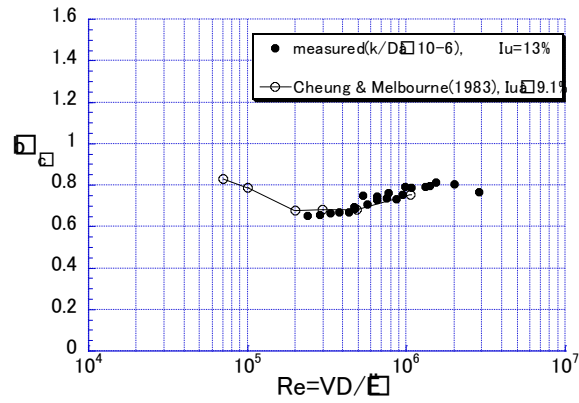
道路橋耐風設計便覧^{1 2)} において，円形断面の抗力係数を 0.8 と規定している．この 0.8 は直径 15cm 以上の表面が滑らかな円形断面でレイノルズ数が超臨界域あるいは極超臨界域となる領域の上限的な値として規定されている．しかし，自然風は乱流であることから，地表粗度区分にもよるが，ある程度の乱れの強さを有する．したがって，乱れの強さを考慮した場合，図-3.5 より超臨界域における抗力係数は最大 0.8 程度であることから，便覧の抗力係数 0.8 は妥当であると考えられる．



(a) $I_u=0.5\%$



(b) $I_u=4.8\%$



(c) $I_u=13\%$

図-3.5 円柱のレイノルズ数と平均抗力係数の関係 (乱れの強さ I_u 変化, $k/D \doteq 10^{-6}$)

3.4.2 レイノルズ数と平均揚力係数

円柱断面は流れに対して上下対称であるにもかかわらず、レイノルズ数が亜臨界域と超臨界域の間の臨界域において、図-3.6 に示すように平均揚力係数が、 ± 1 前後となることが報告されている^{9), 13), 14)}。この定常揚力が生じるレイノルズ数 $3 \sim 4 \times 10^5$ 付近で、抗力係数は 1.2 から約 0.2 に急減する過程で 0.5 となり、ストローハル数は約 0.3 となる。この狭いレイノルズ数領域において、ヒステリシスの存在が確認されている^{13), 14)}。特徴的なことは、定常揚力の向きが常に一定方向ではなく、計測ごとに異なるということである。これは one-sided separation bubble が形成される円柱断面上のポイントが上方または下方のどちらに存在するかということで定常揚力の向きが決定される¹³⁾。

今回の計測でも定常揚力が存在するか、また定常揚力の向きの規則性の傾向が得られるかどうかを確認した。本研究の計測結果を図-3.7 に示す。乱れの強さ $I_u = 0.5\%$ のとき定常揚力が生じている。また、定常揚力の向きは、先述の過去の研究結果同様に、常に一定方向ではなく、上向きまたは下向きにばらつく傾向にある。乱れの強さが大きくなると、one-sided separation bubble が形成されなくなるため、定常揚力は生じていない。本試験における定常揚力は、レイノルズ数が 3.0×10^5 において生じていることから、Schewe の計測結果¹⁴⁾ と同じ結果となった。

R	$-(C_p)_b$	C_D	C_L	Flow pattern
2×10^5	1.14	1.14	0	No bubble
3.7×10^5	0.511	0.45	1.3	One bubble
4×10^5	0.235	0.23	0	Two bubbles

TABLE 1

(a) Bearman の研究¹³⁾

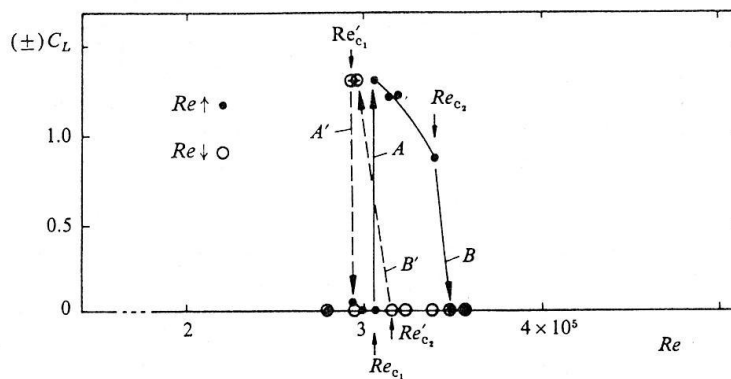


FIGURE 3. Behaviour of the steady lift coefficient C_L in the critical Re range. At the critical values Re_{c1} and Re_{c2} the transition jumps A and B occur for increasing Re ($Re \uparrow$). Owing to hysteresis the corresponding jumps for decreasing Re ($Re \downarrow$) B' and A' occur at Re'_{c2} and Re'_{c1} . The sign of C_L is unpredictable. The transition jumps are coupled with a small change ϵ in Re due to feedback effects on the incoming flow. Therefore the transition jumps are not vertical ($\epsilon = 0$), as would be the case under ideal conditions (see also Schewe 1983a).

(b) Schewe の研究¹⁴⁾

図-3.6 円柱の定常揚力の例

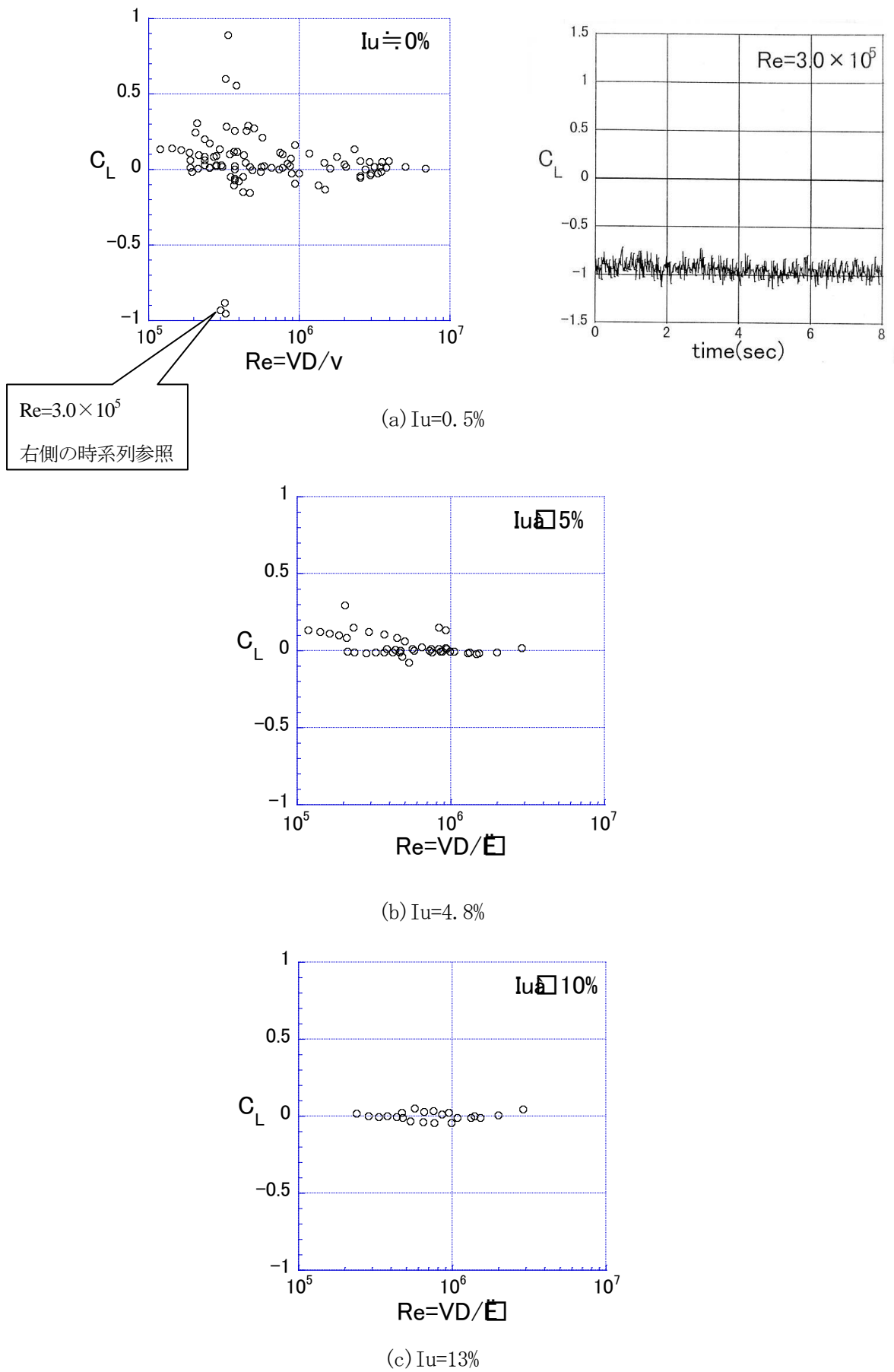


図-3.7 円柱のレイノルズ数と平均揚力係数の関係（乱れの強さ I_u 変化, $k/D \doteq 10^{-6}$ ）

3.5 レイノルズ数とストローハル数の関係¹⁵⁾

図-3.8 に乱れの強さを変化させたときのレイノルズ数とストローハル数の関係を示す．ここではストローハル数における渦の卓越周波数を，2 分力天秤から求められた変動揚力のパワースペクトルのピーク周波数から算出した．乱れの強さが $Iu=0.5\%$ のとき，既往の研究^{9), 10)}と同様にレイノルズ数が 3×10^5 付近からストローハル数は約 0.2 から約 0.5 へと大きくなる．このようにストローハル数が大きくなるのは，円柱表面のはく離せん断層が層流から乱流に遷移することに起因している．一般の断面形状においてもこのように遷移する傾向はあるが，円柱断面においては，層流と乱流とでそれぞれのはく離せん断層のはく離点が異なる．亜臨界域では，はく離せん断層は層流であり，はく離点はよどみ点を 0 度とすると約 78 度とされている．臨界域付近では one-sided separation bubble による定常揚力の発生を経由して，two-sided separation bubbles によるはく離せん断層が層流はく離して再付着し乱流はく離する．超臨界域では，はく離せん断層は乱流はく離となりそのはく離点は 103 度程度であるとされている．なお，臨界域から超臨界域にかけて既往の研究のストローハル数が 0.46 と 0.5 の 2 種類ある理由は，Achenbach(1981)の試験は閉塞率 16.7%であるのに対し，Schewe(1983)の試験は閉塞率 10%と異なるためである．

乱れの強さが大きくなるにつれて，超臨界域のストローハル数が小さくなる傾向にある．このことは既往の研究¹⁰⁾と同様の傾向にある．また，これは図-3.5 において乱れの強さが大きくなるにつれて，超臨界域における平均抗力係数が大きくなる傾向と呼応している．すなわち，ストローハル数 St と平均抗力係数は反比例の関係¹⁶⁾にある．乱れの強さが大きくなると平均抗力係数が大きくなるのは，後流幅の縮小により背面の負圧が増大するためと考えられている．

乱れの強さ $Iu=0.5\%$ のときを対象に，異なる 8 つのレイノルズ数における変動揚力のパワースペクトルを図-3.9 に示す．縦軸は変動揚力の無次元パワースペクトル密度であり，次式で表される．

$$PSD = \frac{\phi_L(f) \times V}{q^2 A^2 D} \quad (3.15)$$

ここで， $\phi_L(f)$ ：変動揚力パワースペクトル密度 (N^2s)， V ：平均風速 (m/s)， q ：動圧 (kg/ms^2)， A ：受風面積 (m^2)， D ：円柱径 (m)

超臨界域におけるストローハル数は，約 0.2 から約 0.5 に大きくなるが，変動揚力のパワースペクトルの大きさは亜臨界域より数オーダー小さいことが分かった．さらに超臨界域におけるスペクトルのピークは，亜臨界域より Broad となる．このことは既往の研究結果^{9), 10), 13)}と同じ傾向にある．変動揚力のスペクトルを周波数軸に積分して得られる物理量に相当する変動揚力を無次元化した係数を過去の計測値と比較して図-3.10 に示す．今回計測した変動揚力係数は，比較した過去のデータの中間的な数値となった．これらの差異の原因は，模型表面粗度，乱れの強さの違いと考えられる．超臨界域における変動揚力係数は，亜臨界域の値に比べ $1/6$ から $1/3$ となっている．

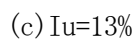
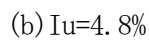
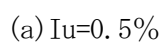


図-3.8 円柱のレイノルズ数とストローハル数の関係 (乱れの強さ I_u 変化, $k/D \div 10^{-6}$)

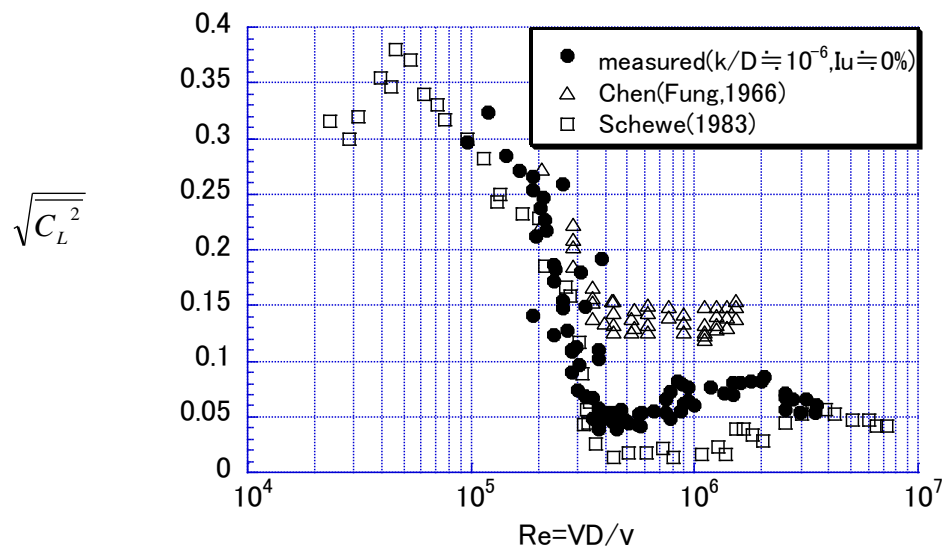


図-3.10 円柱のレイノルズ数と変動揚力係数の関係

3.6 円柱のインライン振動風洞試験^{17) ~ 21)}

3.6.1 概要

一様な流れに円柱が置かれると、粘性の作用により、円柱表面に強い速度勾配をもつ境界層が形成される。この境界層が円柱表面からはく離して円柱背面で強い渦に成長し、後流渦となって間欠的に下流に流される。この後流渦の特性は、レイノルズ数の影響を大きく受ける。すなわち、粘性の作用によって円柱表面に発達した境界層が、層流状態のまま円柱表面からはく離し乱流に遷移するか、あるいは円柱表面で層流境界層が乱流境界層に遷移した後に乱流はく離するかは、レイノルズ数の大きさに依存する。レイノルズ数の変化にともなう境界層および後流渦の特性の変化によって、円柱インライン振動の応答特性も変化することが推察される。ただし、後述する第1励振域の振動メカニズムは、振動により励起される後流の息づき運動に起因する自励振動によって生じるものと考えられている¹⁾ものの、実際の現象を必ずしも正確に説明しきれていないのが現状である。ここでは、レイノルズ数は実験上の制約から小さいレイノルズ数範囲のみに限定されるが、円柱の動的応答特性として、円柱インラインを取り上げ、低レイノルズ数領域における円柱断面の動的応答特性について考察する。

インライン振動は、図-3.11 に示すように、流れ方向に振動し、対称渦による第1励振域と非対称の交互渦による第2励振域からなる。振動が発現する換算風速 V_r ($=V/fD$, V : 流速(m/s), f : 固有振動数(Hz), D : 円柱径(m)) は、流れに直角方向の渦励振の $V_r = 5$ に対し、第1励振域はその $1/4V_r$, 第2励振域はその $1/2V_r$ となっている。

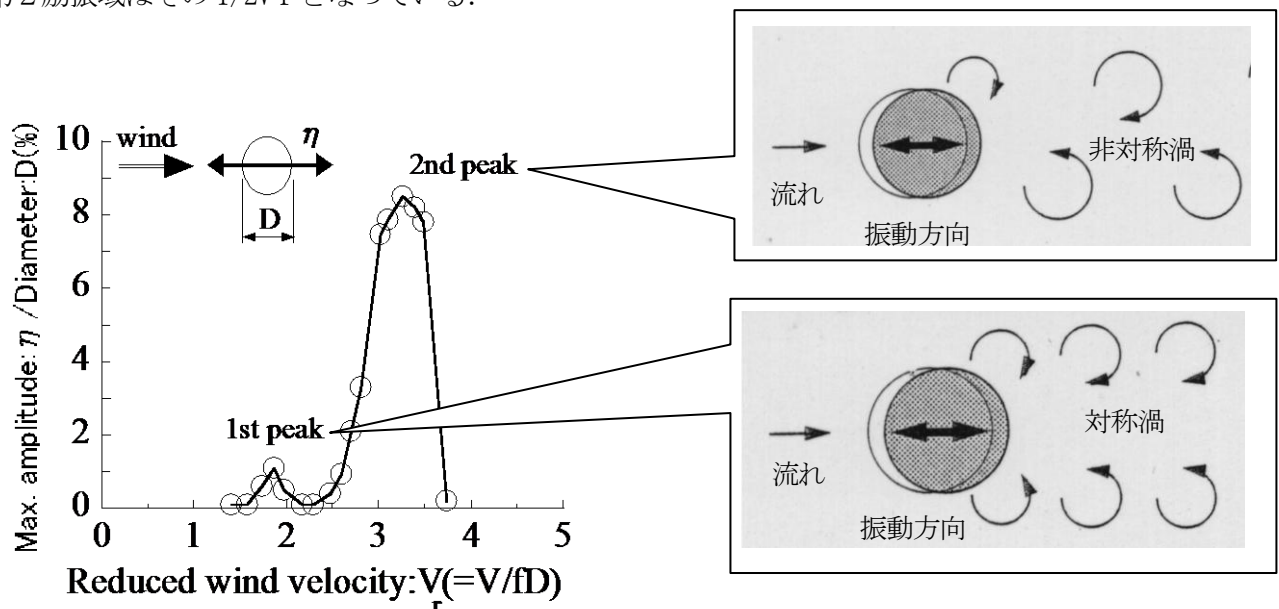


図-3.11 円柱インライン振動の応答例

1968-69年イギリスにおいて報告された潮流による海洋構造物の流れ方向振動²²⁾は、インライン振動として最初に確認された現象であるとされている。その後、King^{23), 24), 25)}らによってインライン振

動に関する研究が推進されたが、1995 年 12 月に発生した 高速増殖炉「もんじゅ」の 2 次系ナトリウム漏洩事故で、再び研究の対象として注目を浴びることになった。この主な原因は、図-3.11 に示すような配管内温度計ウェルのインライン振動による疲労破損である。この原因究明と設計基準作成のため、1997 年 4 月に日本機械学会に「配管内円柱状構造物の流力振動評価に関する基準原案作成委員会」が発足した。この委員会の研究成果として、1998 年 9 月に日本機械学会基準「配管内円柱状構造物の流力振動評価指針」JSME S 012¹⁾ が発行された。

本研究では、スクルートン数が非常に小さい場合（高速増殖炉「もんじゅ」の温度計さや管の場合、レイノルズ数： $Re=VD/\nu=1.0\times 10^5$ ，スクルートン数： $Sc=2m\delta/\rho D^2\approx 1.0$ ， V ：流速， D ：円柱径， ν ：動粘性係数， m ：単位長質量， δ ：構造対数減衰率， ρ ：流体の密度）に発生するインライン振動について低レイノルズ数領域における風洞試験を実施し、日本機械学会の円柱インライン振動の指針に対する考察を加えた。指針のベースとなった風洞試験結果は、アスペクト比が 1.8 および 2.4 の 2 次元剛体の円柱模型を気流方向に 1 自由度ばね支持させた構造系で得られた結果である。そこで、本研究では、円柱インライン振動特性に与えるアスペクト比と振動自由度の影響に着目した。

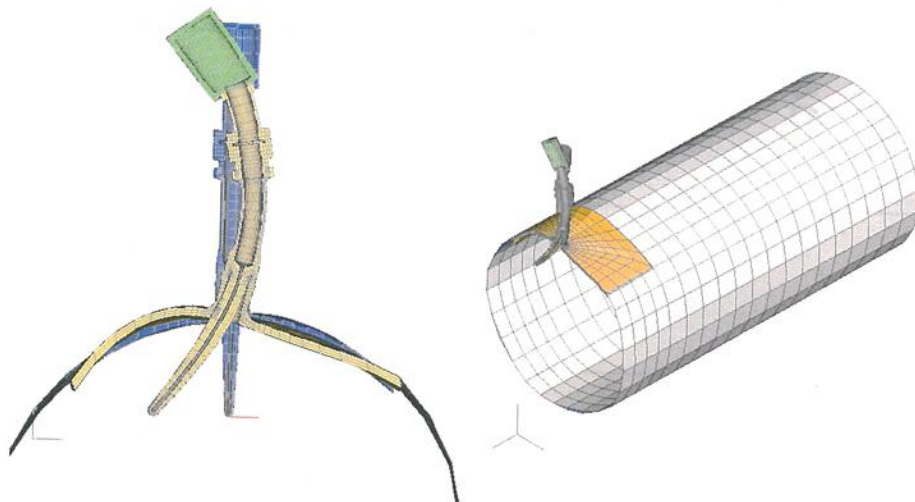


図-3.12 配管内温度計ウェルの例

3.6.2 風洞および模型

試験に用いた風洞は、石川島播磨重工業(株)技術開発本部所属の構造物安定性風洞である。測定胴寸法は、高さ 2.5m×幅 1.5m×長さ 8.0m である。風洞模型は、表-3.3 に示すアスペクト比の異なる 2 種類を用いた。アスペクト比 1.8 の模型は、風洞内のコイルバネ 8 本によって、水平 1 自由度振動系に支持されている。一方、アスペクト比 6.8 の模型は、風洞外のコイルバネ 8 本（または 16 本）によって、水平 1 自由度振動系（または水平・鉛直 2 自由度振動系）に支持されている。それらの模式図を図-3.13 に示す。また、風洞内の模型セット状況を図-3.14 に示す。いずれの模型も水平方向振動および鉛直方向振動の各固有振動数は、約 3.55Hz に一致させた。流れの 2 次元性を確保するため、模型の両端に隔壁および端板を設置している。スクルートン数 $Sc=2m\delta/\rho D^2$ (m : 模型単位長質量, δ : 無風時対数減衰率=構造対数減衰率+無風時空力対数減衰率, ρ : 空気密度, D : 円柱径) の変化は電磁ダンパによる減衰率の変化によって行い、模型質量は一定とした。 δ として無風時対数減衰率を採用したため、水流動試験におけるスクルートン数に比べ、本研究におけるスクルートン数は無風時空力対数減衰率の分だけ大きめの値となる。よって、本試験結果の評価には注意が必要である。

表-3.3 円柱模型諸元

D(mm)	L(mm)	L/D	$2m/\rho D^2$	δ	Mass-damping parameter	D.O.F.
200	356	1.8	160	0.005-0.018	0.8-2.9	1
200	1354	6.8	180	0.005-0.023	0.9-4.2	1 or 2

ただし、 D : 直径, L : 模型長, L/D : アスペクト比, m : 単位長質量, ρ : 空気密度, δ : 構造対数減衰率, 端板の直径は 400mm

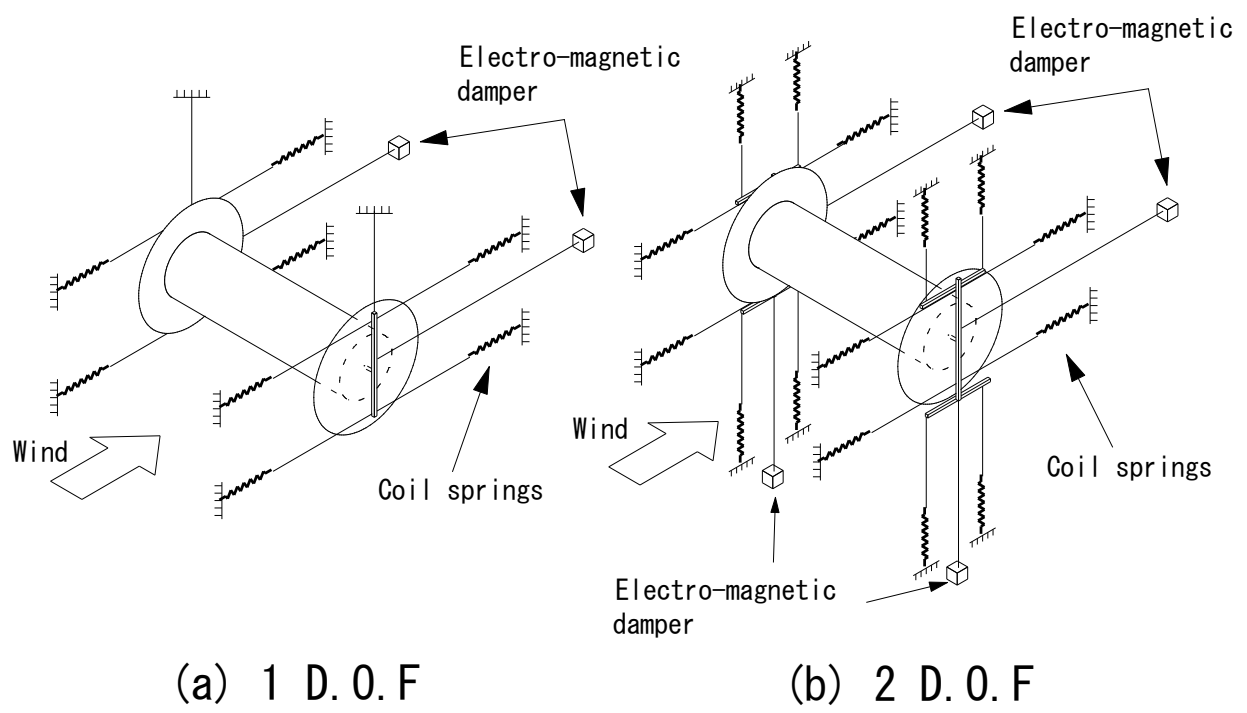
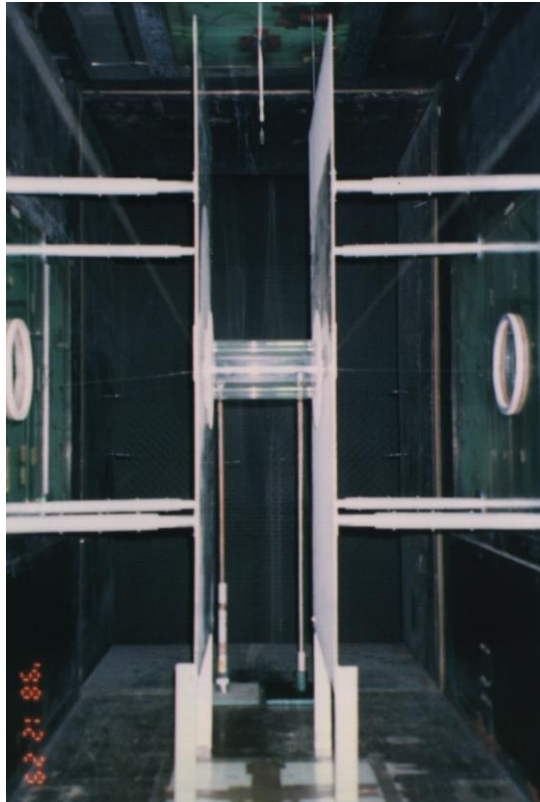
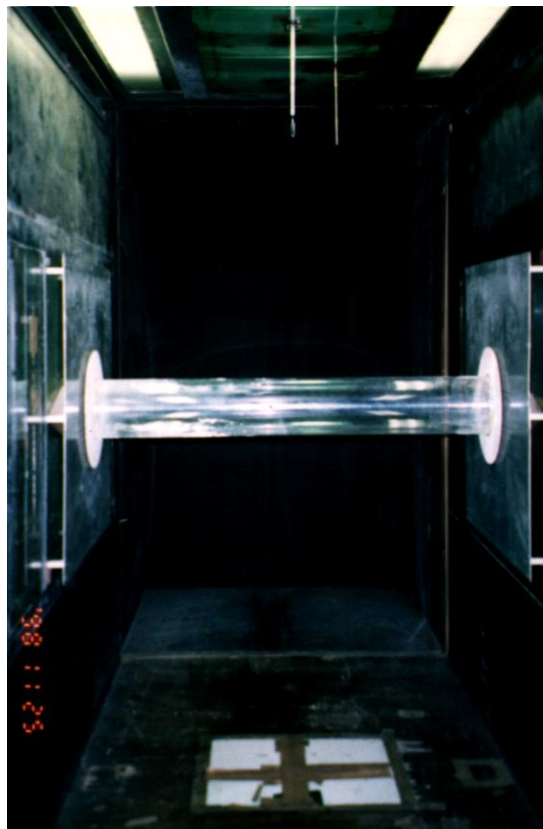


図-3.13 模型支持の模式図



(a) アスペクト比 $L/D=1.8$



(b) アスペクト比 $L/D=6.8$

図-3.14 円柱模型支持状況

3.6.3 風洞試験結果および考察

初めに，水平1自由度振動系に支持したアスペクト比1.8の模型を用いて，指針のベースとなった試験結果²⁶⁾と比較した結果を図-3.15に示す．横軸はスクルートン数であり，縦軸は最大応答振幅を円柱径Dで無次元化した．本試験結果は文献²⁶⁾の試験結果とほぼ一致したことから本試験システムおよび風洞試験手法の妥当性が確認できたものと考えられる．

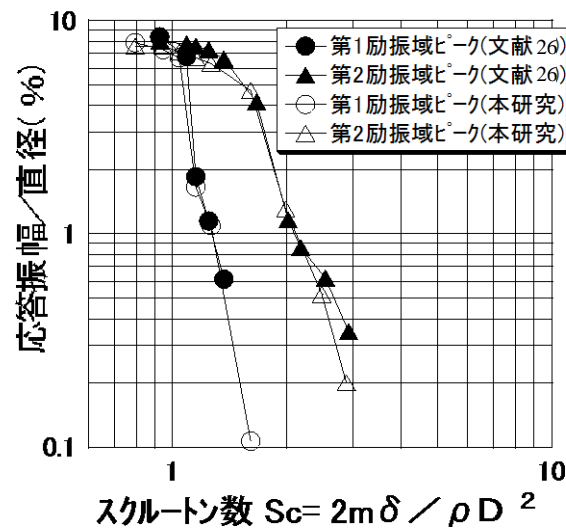


図-3.15 風洞試験手法の妥当性の確認（文献²⁶⁾の試験結果との比較）

次に，アスペクト比の影響を調べた結果を図-3.16に示す．第1励振域，第2励振域の各ピークは，スクルートン数1.0以上において，いずれもアスペクト比6.8の方が大きくなった．したがって，アスペクト比の小さい模型を用いた試験結果は，設計上危険側の評価を与える可能性がある．

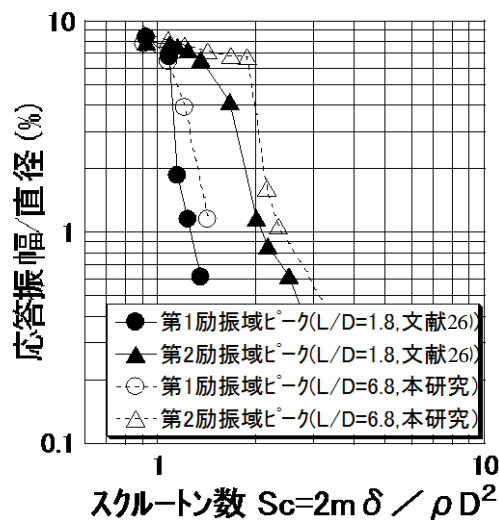


図-3.16 アスペクト比の影響

最後に、振動系の自由度の影響を調べた結果を図-3.17に示す。第2励振域の応答ピークについては、自由度の影響が認められなかった。しかし、第1励振域の応答ピークについては2自由度の方が小さくなる結果となった。この理由として次のことが考えられる。第1励振域において模型から発生する渦は対称渦である。しかし、2自由度の模型の応答リサージュが楕円軌道となるため、1自由度に比べて対称渦の生成が起こりにくくなるものと推測される。一方、第2励振域において、2自由度の場合、第1励振域同様に応答リサージュは楕円軌道となる。しかし、発生する渦は交互渦であるため、楕円軌道が交互渦の生成に及ぼす影響は微小と考えられる。なお、第2励振域の応答ピーク値の方が、振動自由度による応答の違いが認められた第1励振域のピーク値より大きいことから、風洞試験における振動自由度の違いが、インライン振動に対する円柱状構造物の安全性に及ぼす影響はないものと考えられる。

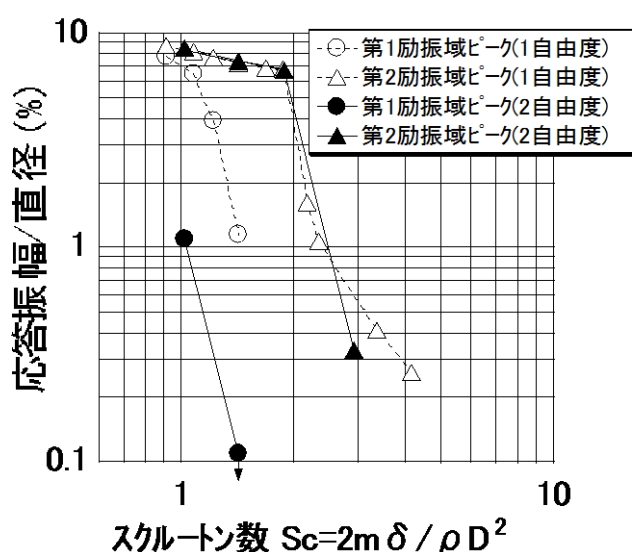


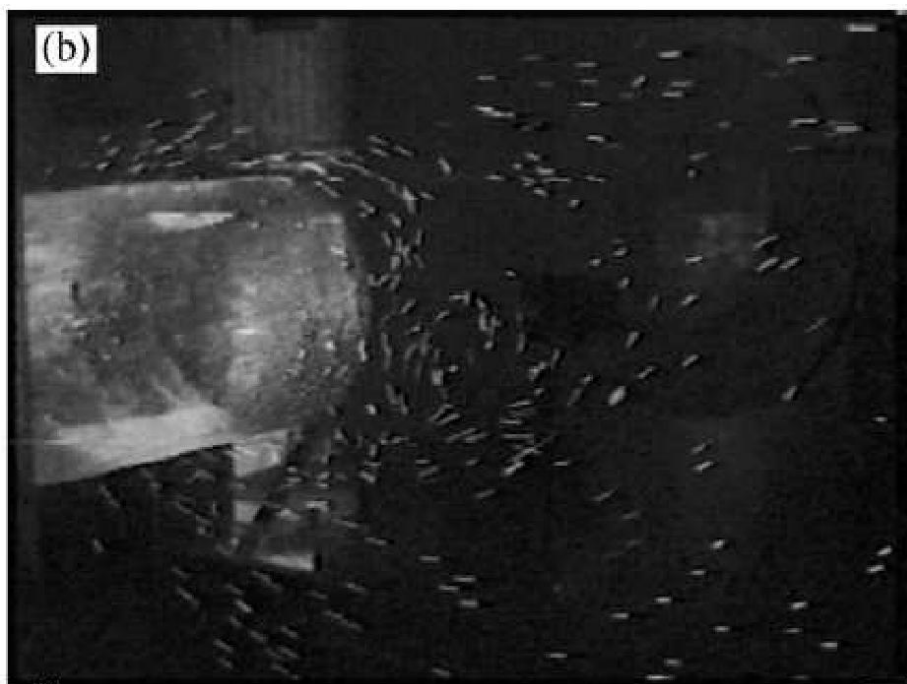
図-3.17 振動自由度の影響

第1励振域における振動自由度の違いによる応答振幅の差異の推定原因を試験的に確認するため、別途、インライン振動状態において小バブルを用いた流れの可視化を行った。第1励振域および第2励振域における流れの可視化の結果をそれぞれ図-3.18および図-3.19に示す。図-3.18より第1励振域における対称渦の生成は、1自由度の方が容易になっており、2自由度の方が弱められていることが確認できた。実際、2自由度における第1励振域のピーク付近におけるリサージュを計測したところ図-3.20(a)に示すように楕円の軌跡を描いていることが判明した。

一方、図-3.19より、第2励振域において振動自由度の違いによる交互渦の生成パターンの差はほとんど認められなかった。このため第2励振域のインライン振動に関して、振動自由度の違いが応答に与える影響はほとんどなかったものと考えられる。

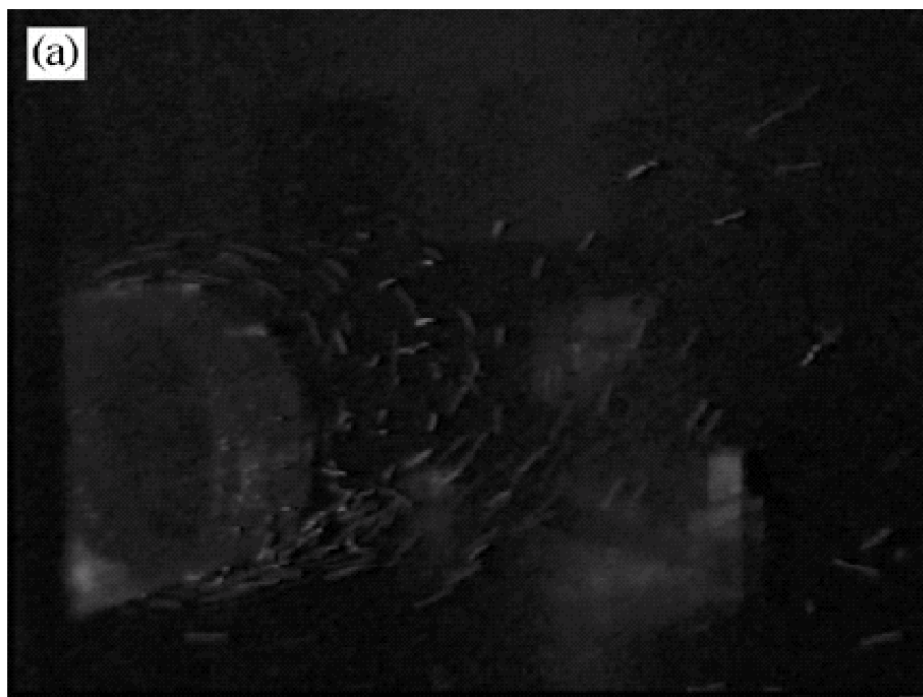


(a) 1 振動自由度 (水平方向のみ)

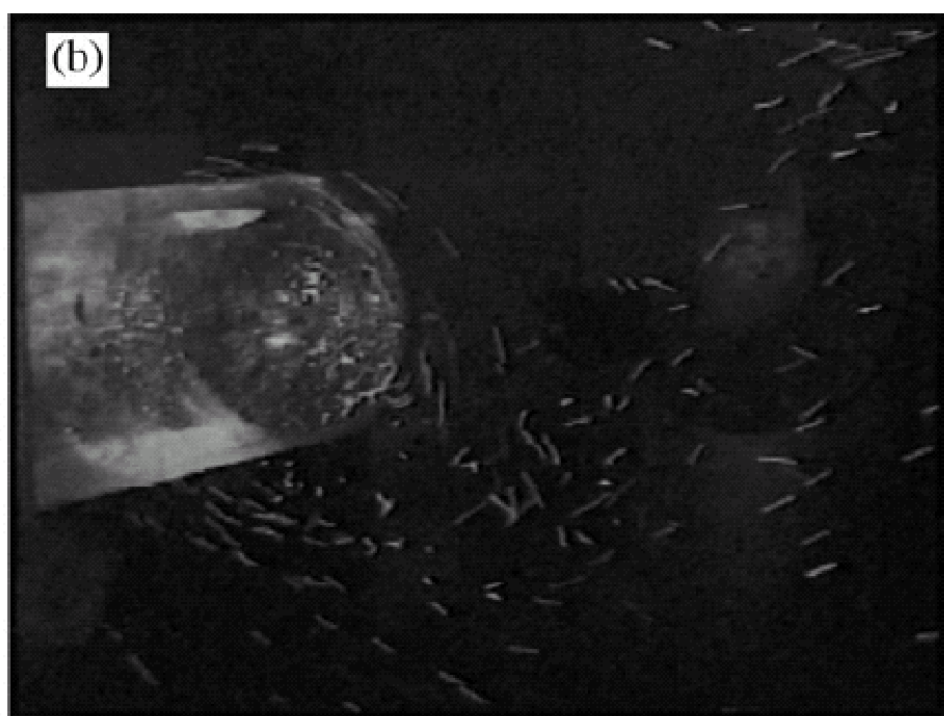


(b) 2 振動自由度 (水平方向, 鉛直方向)

図-3.18 円柱断面周辺の流れの可視化 (第1励振域, アスペクト比 $L/D=6.8$)



(a) 1 振動自由度（水平方向のみ）



(b) 2 振動自由度（水平方向，鉛直方向）

図-3.19 円柱断面周辺の流れの可視化（第2励振域，アスペクト比 $L/D=6.8$ ）

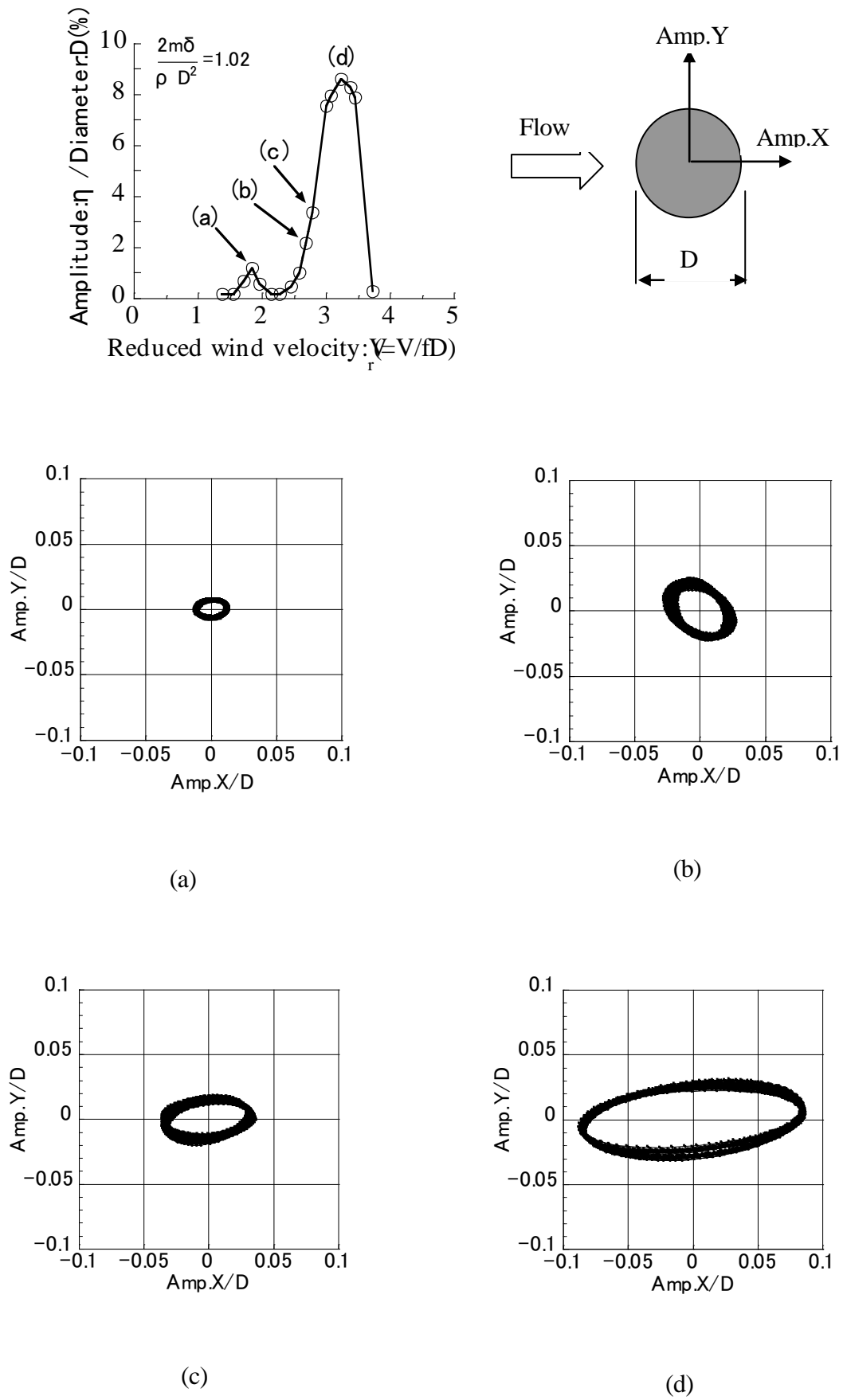


図-3.20 インライン応答時におけるリサージュ図 (アスペクト比 $L/D=6.8$, 2自由度)

3.7 まとめ

本章では、橋梁のようにやや複雑な形状を有する断面に対するレイノルズ数効果を研究する前に、まず基本的な充腹断面で既往の研究例が多い円柱断面を対象に、定常空気力係数に及ぼすレイノルズ数効果について高圧風洞を用いて実験的に確認した。アスペクト比、乱れの強さ、模型表面粗度をパラメータにして、 $1.0 \times 10^5 \sim 7.0 \times 10^6$ のレイノルズ数領域において円柱断面の平均抗力係数、平均揚力係数およびストローハル数を計測した。得られた主要な結果は、次のとおりである。

- (1) 円柱断面に関する既往の定常空気力特性データは、模型のアスペクト比、表面粗度、閉塞率、気流の乱れ強さの違いによって異なる傾向にあった。本研究における計測値は、既往データと定性的には同様の傾向にあるが、定量的には必ずしもすべて一致してはいない。円柱断面は、幾何学的には非常に単純な形状であるが、流体力学的には上記の各種パラメータの違いによって定量的な差異が生じるという非常に敏感な断面であることが再認識された。既往の試験結果と比較・検討する際には、これらのパラメータの数値に留意する必要がある。
- (2) 乱れの強さ $Iu=0.5\%$ のとき、レイノルズ数が 3×10^5 付近からストローハル数は約 0.2 から約 0.5 へと大きくなる。しかし、この超臨界域の変動揚力のパワースペクトルの大きさは亜臨界域より数オーダー小さい。

次に、円柱の動的耐風安定性として、スクルートン数が非常に小さい場合（高速増殖炉「もんじゅ」の温度計さや管の場合、レイノルズ数： $Re=VD/\nu=1.0 \times 10^5$ 、スクルートン数： $Sc=2m\delta/\rho D^2 \approx 1.0$ 、 V ：流速、 D ：円柱径、 ν ：動粘性係数、 m ：単位長質量、 δ ：構造対数減衰率、 ρ ：流体の密度）に発生するインライン振動について低レイノルズ数領域における風洞試験を実施し、日本機械学会の円柱インライン振動に関する指針¹⁾に対する考察を加えた。得られた主要結果は、次のとおりである。

- (1) アスペクト比 1.8 の小さい模型を用いた試験結果は、設計上危険側の評価を与える可能性がある。
- (2) 第2励振域の応答ピークは振動自由度の影響が認められなかったが、第1励振域の応答ピークは2自由度の方が小さくなる結果となった。しかし、第2励振域の応答ピークは第1励振域より大きい
ため、振動自由度の違いが円柱状構造物の安全性に与える影響はない

この研究成果を踏まえて、さらに実際の温度計さや管に対応した3次元模型を用いた水槽試験^{2,7)}も実施しているがここでは割愛する。

本章で得られた研究成果を次章以降の橋梁断面に作用する定常及び非定常空気力に影響を与えるレイノルズ数効果試験結果の考察に活用する。

参考文献

- 1) 日本機械学会：配管内円柱状構造物の流力振動評価指針，日本機械学会基準 JSME S012，1998 年 9 月 30 日．
- 2) 日野幹雄：流体力学，朝倉書店，1974 年．
- 3) 木田重雄：いまさら流体力学？，丸善株式会社，1994 年 5 月．
- 4) H. Tanaka: Similitude and modelling in bridge aerodynamics, *Proceedings of the First International Symposium on Aerodynamics of Large Bridges*, Copenhagen, Denmark, 1992, pp.83-94.
- 5) 松本 勝，溝田武人，山田 均，久保喜延，岡島 厚，白土博通：構造基本断面の空力特性（その 2）5．動的空力特性，日本風工学会誌，第 38 号，1989 年 1 月，pp. 94～136.
- 6) S.J. Zan, K. Matsuda: Steady and unsteady loading on a roughened circular cylinder at Reynolds numbers up to 900,000, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol.90, Issues 4-5, May 2002, pp.567-581.
- 7) L.H. Ohman: The NAE high Reynolds number 15 in×60 in two-dimensional test facility, Pt. 1 general information, *NRC-NAE-LRT-HA-4*, National Research Council of Canada, April 1970.
- 8) M.Mokry: Blockage correction for a circular cylinder in the 2D insert of the IAR 1.5m wind tunnel, unpublished notes, 1998.
- 9) G. Schewe: On the force fluctuation acting on a circular cylinder in crossflow from subcritical up to transcritical Reynolds numbers, *Journal of Fluid Mechanics*, Vol.133, 1983, pp.265-285.
- 10) E. Achenbach and E. Heinecke: On vortex shedding from smooth and rough cylinders in the range of Reynolds numbers 6×10^3 to 5×10^6 , *Journal of Fluid Mechanics*, Vol.109, 1981, pp.239-251.
- 11) J.C.K. Cheung, and W.H. Melbourne: Turbulence effects on some aerodynamic parameters of a circular cylinder at supercritical Reynolds numbers, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol.14, 1983, pp.399-410.
- 12) 社団法人日本道路協会，道路橋耐風設計便覧，1991 年 3 月．
- 13) P.W. Bearman: On vortex shedding from a circular cylinder in the critical Reynolds number regime, *Journal of Fluid Mechanics*, Vol.37, 1969, pp.577-585.
- 14) G. Schewe: Sensitivity of transition phenomena to small perturbations in flow round a circular cylinder, *Journal of Fluid Mechanics*, Vol.172, 1986, pp.33-46.
- 15) 松田一俊, Steve Zan：高レイノルズ数領域における 2 次元円柱の空気力特性，第 33 回流体力学講演会概要集（金沢大），2001 年 9 月，pp. 221-224.
- 16) G. Schewe, A. Larsen: Reynolds number effects in the flow around a bluff bridge deck cross section, *Journal of Wind Engineering and Industrial. Aerodynamics* 74-76, 1998, pp.829-838.

- 17) K. Matsuda, H.Uejima, T. Sugimoto: Wind tunnel tests on in-line oscillation of a two-deimensional circular cylinder, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol.91, Issues 1-2, January 2003, pp.83-90.
- 18) K. Matsuda, H.Uejima, T. Sugimoto: Wind tunnel tests on in-line oscillation of a two-deimensional circular cylinder, *Proceedings of ASME 2001 Pressure Vessels and Piping Conference*, July 2001, pp.83-90.
- 19) 松田一俊, 上島秀作, 杉本高志: 2次元円柱インライン振動特性, 土木学会第56回年次学術講演会講演概要集, I-B329, pp. 658-659, 2001年10月.
- 20) 松田一俊: 2次元円柱インライン振動風洞実験, 日本機械学会2000年度年次大会講演論文集Vol. 1, 2000年8月.
- 21) 松田一俊: 2次元円柱インライン振動風洞実験, 日本流体力学会年会2001講演論文集, 2001年8月.
- 22) L.R.Wooton, et al.: Some aspects of the oscillations of full-scale piles, *Proc. of IUTAM-IAHR Symp.*, Karlsruhe, 1972, pp.587-601.
- 23) R. King, M.J. Prosser and D.J. Johnes: On Vortex Excitation of Model Piles in Water, *Journal of Sound and Vibration*, 29(2), 1973, pp.169-188.
- 24) R. King: An Investigation of the Criteria Controlling Sustained Self-excited Oscillations of Cylinders in Flowing Water, *Proc. of 4th Biennial Symp.on Turbulence in Liquids*, 1975, pp.179-191.
- 25) R. King and D.J.Johns: Wake interaction experiments with two flexible circular cylinders in flowing water, *Journal of Sound and Vibration*, 45(2), 1976, pp.259-283.
- 26) 岡島厚, 大津山澄明, 永森稔, 中野智仁, 木綿隆弘, 円柱および矩形柱の流れ方向流力振動特性, 日本機械学会論文集(B編), 65巻635号, No. 98-1896, 1999年7月, pp. 2196-2203.
- 27) 杉本高志, 岡島厚, 木綿隆弘, 斎藤 忍, 松田一俊, 有限長円柱のインライン振動に関する水槽実験, 日本機械学会論文集(B編), 71巻703号, No. 04-0734, 2005年3月, pp. 9-15.

第4章 橋梁断面の定常空気力に及ぼすレイノルズ数効果

4.1 概要

前章において、基本的な充腹断面である円柱断面を対象に、定常空気力に及ぼすレイノルズ数効果について述べた。本章では、具体的な充腹断面として橋梁断面を対象に定常空気力に及ぼすレイノルズ数効果について考察を行う。

風によって実橋に発生すると予想される各種振動現象に対する安全性を照査するための耐風設計として、風洞試験や対風応答解析などによる動的耐風設計が、検討作業の主流となることが多い。しかし、風の静的作用である定常空気力によって橋梁に生じる静的変形や断面力を許容範囲内に抑えることも、動的耐風設計と並んで重要な検討作業である。例えば静的風荷重とくに水平風荷重である抗力を小さくすることは、経済的な橋梁を建設する上で重要な要素である。たとえフラッター限界風速が十分高い橋梁であっても、抗力が大きいと発生応力を低減させるために橋梁構造部材の板厚等の増加による剛性の確保が必要となる場合も考えられる。さらにその抗力が下部工に伝達されることから、場合によってはより大規模な下部工を建設することになるため、経済性の点からその橋梁案が採用される可能性は非常に低くなる。

また、揚力係数勾配や空力モーメント係数勾配を求めることにより、動的耐風設計の一手法であるばね支持試験を行わなくても発散振動であるギャロッピングやねじれフラッターの発現の可能性を推測することができる。このように定常空気力係数、すなわち抗力係数、揚力係数および空力モーメント係数は、橋梁の耐風設計において非常に重要な設計データとなる。

ところが、低レイノルズ数領域で計測される定常空気力係数は、高レイノルズ数領域における実橋の定常空気力係数と同値であるという前提で通常耐風設計に用いられる。したがって、橋梁に作用する定常空気力に及ぼすレイノルズ数の影響を調べることは、耐風設計上重要なテーマと考えられる。

なお、本研究で計測した最大レイノルズ数は、代表長として橋桁の高さを用いると 1.5×10^6 となる。これは、検討対象である桁高 4m を有する実橋のフラッター照査風速を 80m/s と仮定すると、実橋のレイノルズ数は 2.2×10^7 となり、 10^1 オーダー小さいだけである。

4.2 風洞試験

4.2.1 風洞

広範囲のレイノルズ数を確保するため、測定胴の大きさや最大風速の異なる3つの風洞を使用した。その中で高いレイノルズ数を得るためカナダNRCの大型風洞（測定胴断面 9.1 m×9.1 m，最大風速 55m/s）を選定した。各風洞の主要諸元とレイノルズ数範囲を表-4.1 に示す。なお、風洞気流はいずれも一様流を用いた。各風洞の写真、鳥瞰図を図-4.1～図-4.3 に示す。

表-4.1 使用風洞

風洞	測定胴幅	測定胴高さ	測定胴長さ	風速範囲	レイノルズ数範囲
NRC	9.1m	9.1m	22.9m	5~55m/s	$1.4 \times 10^5 \sim 1.5 \times 10^6$
IHI(大)	6.0m	3.0m	24m	0.5~15m/s	$4.5 \times 10^3 \sim 1.3 \times 10^5$
IHI(小)	1.5m	2.5m	8m	0.5~20m/s	$1.7 \times 10^3 \sim 6.8 \times 10^4$

注：レイノルズ数の代表長は、桁高さ D(m) を用いた。

NRC：National Research Council Canada, IHI：石川島播磨重工業株式会社



図-4.1 NRC 大型風洞

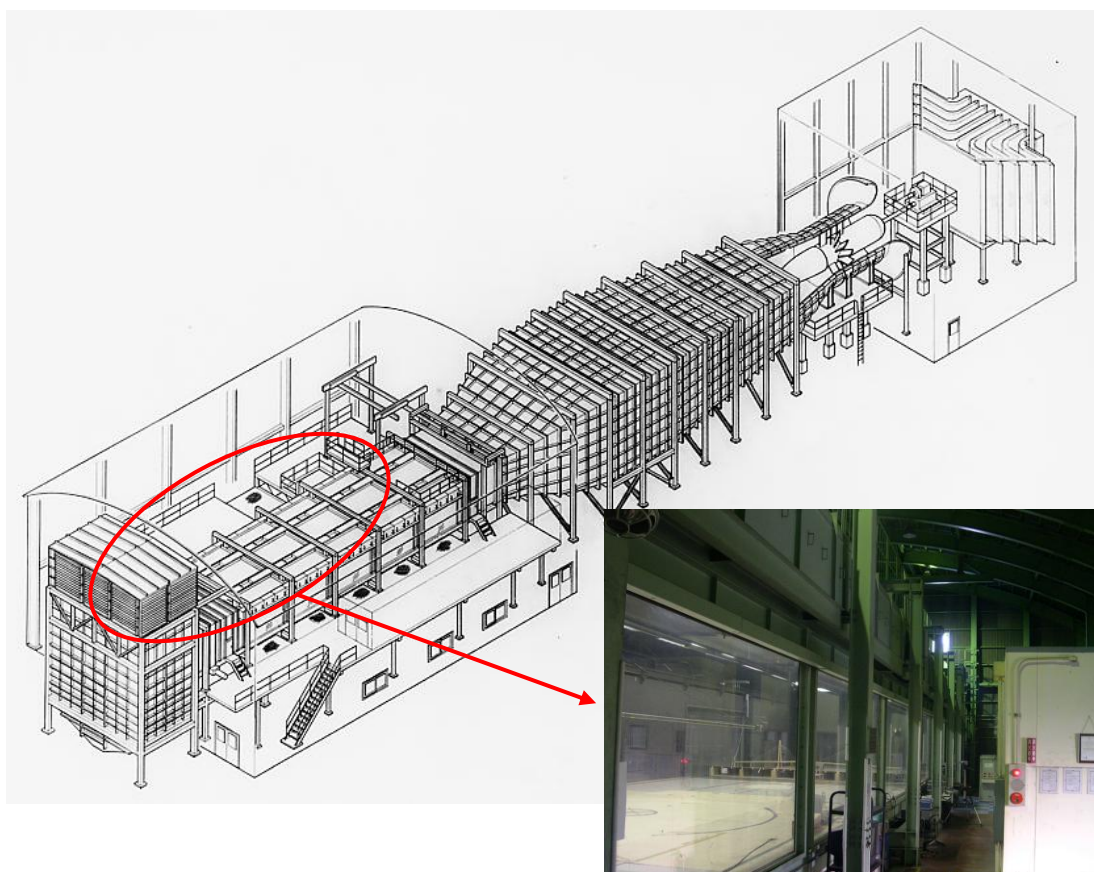


図-4.2 IHI 風洞(大)

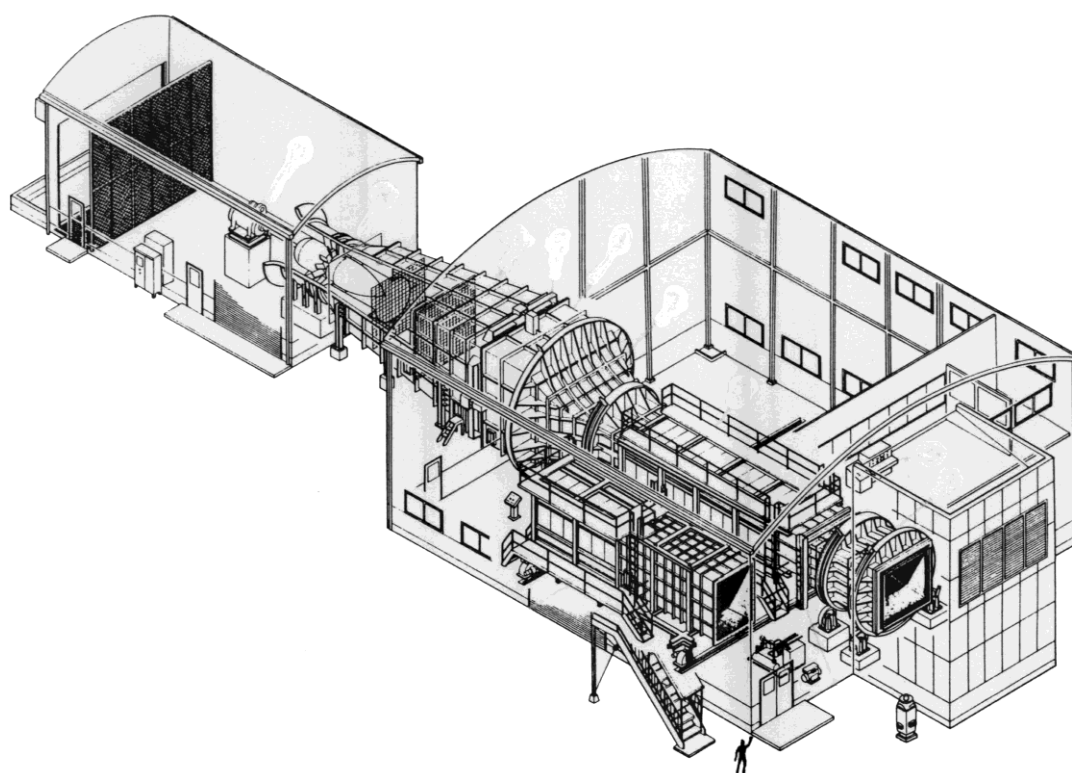


図-4.3 IHI 風洞(小)

4.2.2 模型

レイノルズ数 Re は、 VD/ν (V : 平均風速, D : 断面見付け幅, ν : 流体の動粘性係数) で定義されることから, 通常の構造物用風洞を用いて高いレイノルズ数を確保するためには, 平均風速を高くするか, 模型の大きさを大きくすることになる. したがって, 高レイノルズ数を確保してかつ広範囲におけるレイノルズ数領域における定常空気力を計測するため, 同一断面形状を有して縮尺の異なる3種類の橋梁部分模型を用いた. 使用した部分模型の主要諸元を表-4.2に示す. 模型縮尺は, 使用する風洞の測定胴の大きさを勘案して, 1/10, 1/30, 1/80を採用した. また, 試験対象の橋梁断面を図-4.4に示す. 形状パラメーターは, フェアリング形状 (先端角度 40 度, 80 度), 中央開口部の有無およびグレーチング配置の有無である.

表-4.2 部分模型の諸元

機関	模型縮尺	模型幅 : B	模型高さ : H	模型長さ : L	アスペクト比 : L/B
NRC	1:10	4.0m	0.4m	8.0m	2.0
IHI	1:30	1.3m	0.13m	3.0m	2.3
IHI	1:80	0.5m	0.05m	1.35m	2.7

注 : NRC : National Research Council Canada, IHI : 石川島播磨重工業株式会社

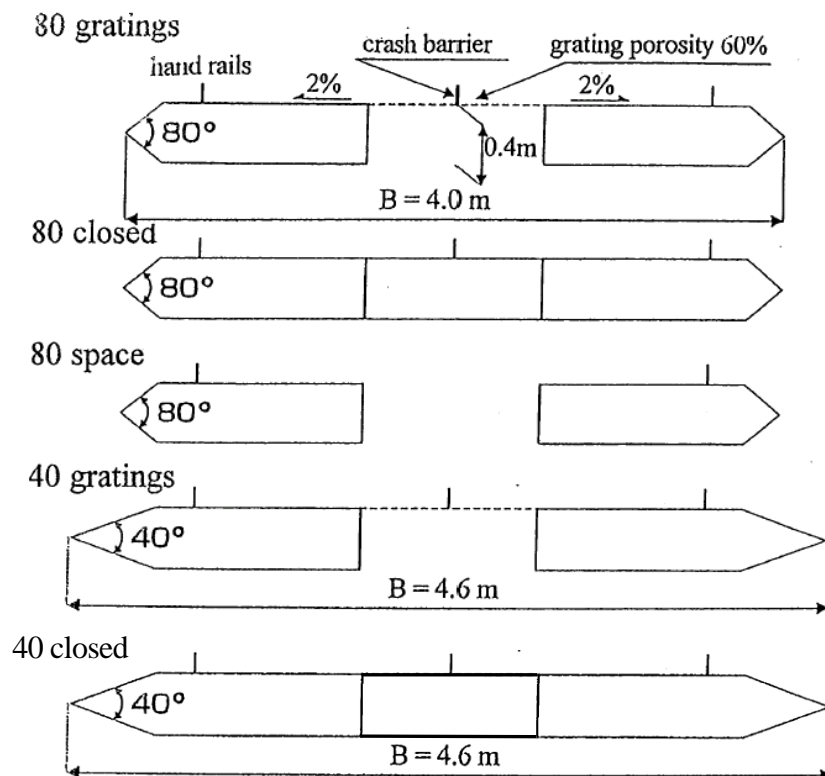


図-4.4 橋梁部分模型断面形状 (縮尺 1/10)

(1) 縮尺 1/10 橋梁部分模型

本模型の設計にあたり、次の4点を考慮した。

- ① 本模型は、模型長が 8m と長いこと、さらに次章において最大加振振動数 1.58Hz で強制加振法による非定常空気力を計測することから、大きな水平たわみ剛性および鉛直たわみ剛性を確保して、模型自身の最低次固有振動数を加振振動数と大きく乖離させる必要がある。
- ② 非定常空気力の計測精度を高くするため、空気力計測範囲である模型スパン方向中央の 2.79m 区間の重量を軽量にして、無風時加振時の慣性力を出来る限り小さくすることが必要である。
- ③ 模型設置位置が測定胴入り口から 10m と長いことから、側壁に発達する境界層を排除する必要がある。
- ④ 現行の風洞試験において、中央開口部のグレーチングの模型化に関する相似条件は、充実率の一致のみである。今回は、後述の縮尺 1/30 模型、縮尺 1/80 模型との整合性を図るため、充実率を 40% とした。
- ⑤ ロードセルを用いて模型全体に作用する空気力を計測できるが、表面圧力分布特性は計測できないので、断面まわりに圧力孔を設ける必要がある。

上記の設計上の注意点を考慮して、次のような対策を施した。

①に対しては、模型全体の剛性を高めるため、上流側桁、下流側桁それぞれの内部骨組としてH鋼を用いた。別途、模型自身の最低次モードである鉛直たわみ1次モードの固有振動数を計測したところ 9.6Hz となり、強制加振法による最大加振振動数 1.58Hz の約 6 倍となった。②に対しては、剛性を確保しつつ重量を低減させるため、この区間の模型外形はハニカム構造板を使用した。③に対しては、風洞側壁から約 0.5m 離れたところに隔壁を設置した。また、模型両端に端板を設置した。計測空気力に及ぼす模型端部の影響を最小にするため、図-4.5 に示すように、空気力計測範囲は、模型長 8m のうち中央部の 2.79m 部分のみとした。⑤に対しては、模型断面まわりの表面圧力分布を計測するため、上流側桁、下流側桁合わせて 60 点の圧力孔を設けた。

縮尺 1/10 橋梁模型の平面図を図-4.5 に示す。また、風洞内に設置された模型写真と模型各部の詳細写真をそれぞれ図-4.6、図-4.7 に示す。

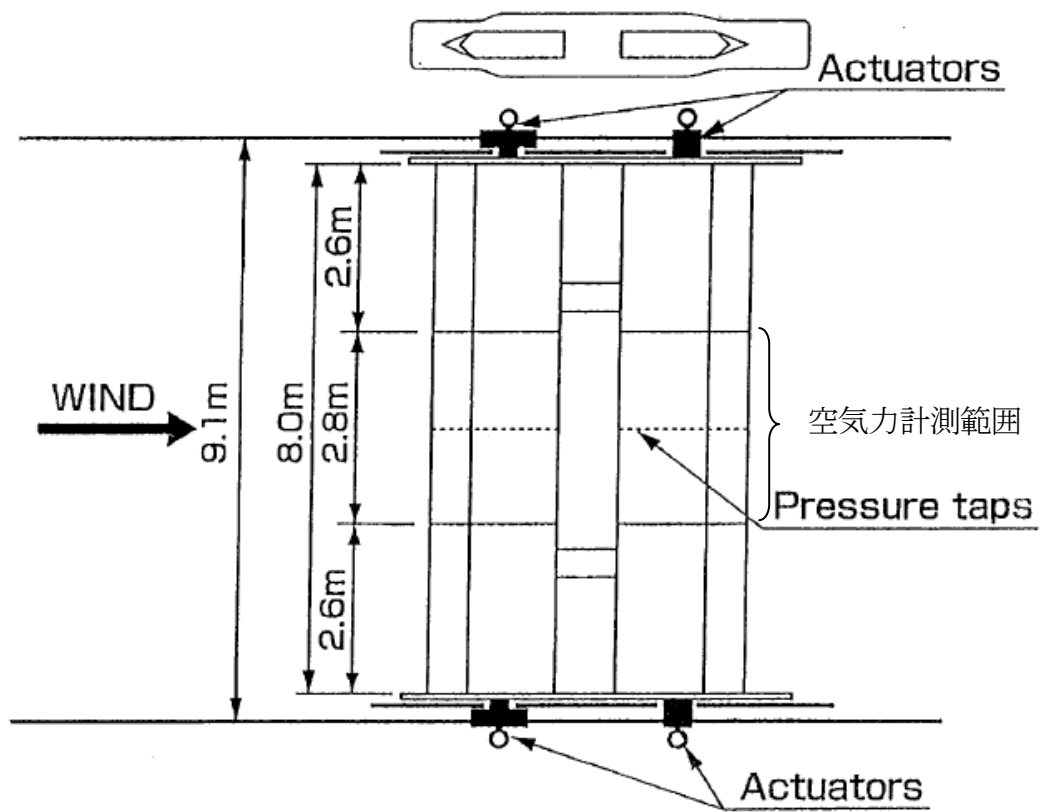


図-4.5 縮尺 1/10 橋梁部分模型の平面図

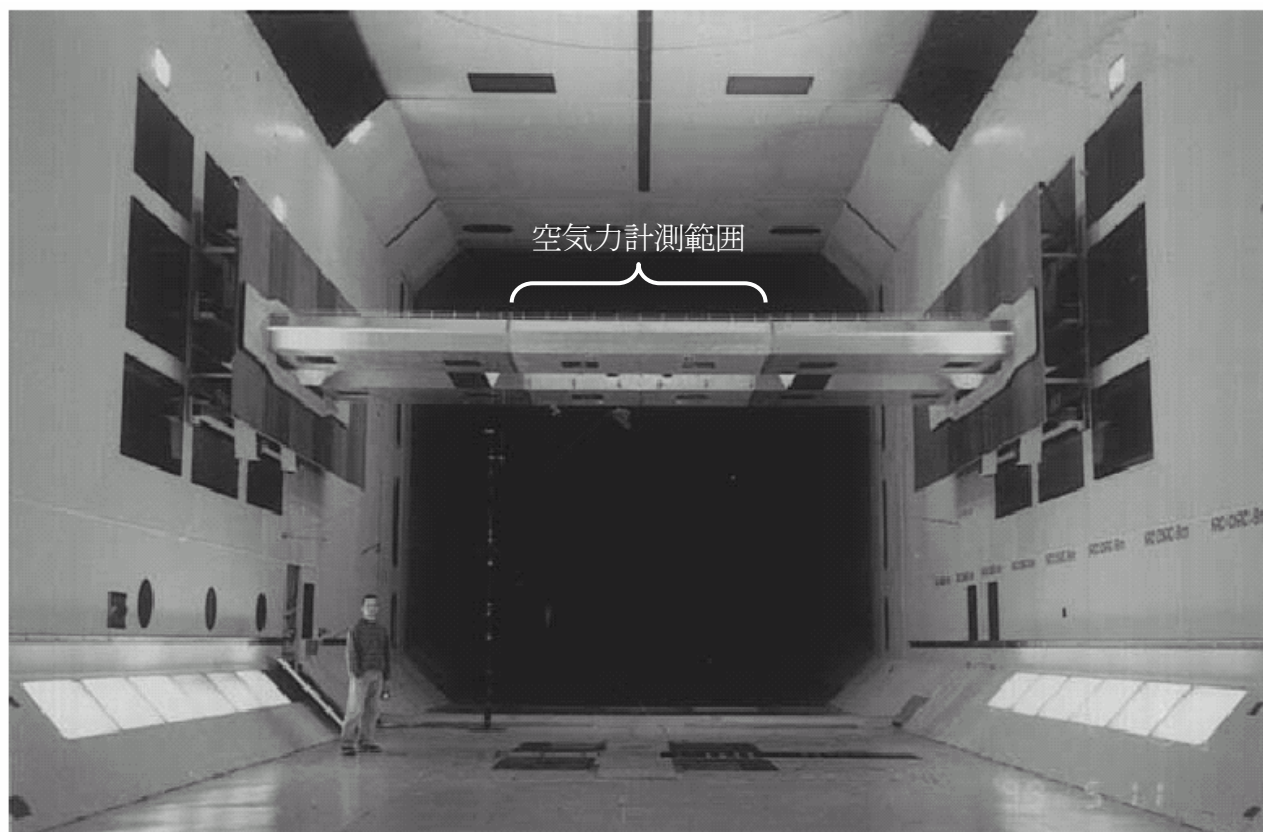
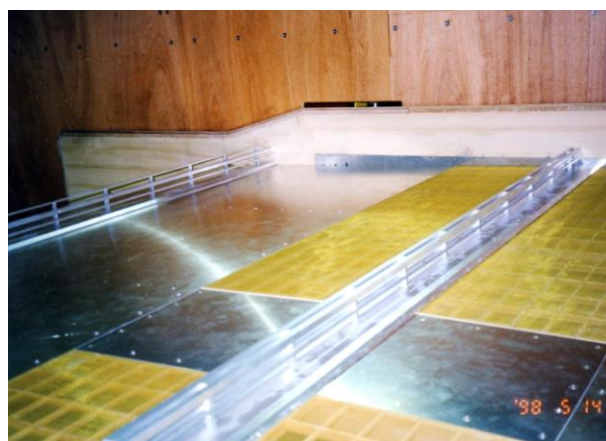


図-4.6 NRC 大型風洞と縮尺 1/10 橋梁部分模型



(a) 高欄部分



(b) 中央分離帯

図-4.7 縮尺 1/10 橋梁部分模型の詳細写真

(2) 縮尺 1/30 橋梁部分模型

本模型内部の骨組はアルミ製の矩形柱を用いて模型全体の剛性を確保し、そのまわりを檜の外枠で断面形状を形成した。本模型は端板を設置できないことから、風洞天井および風洞床の境界層の影響を除去するため、空気力計測範囲は模型長 3m のうち中央部の 2m 部分のみとした。模型内部に空気力計測用に 4 つのロードセルを設置した。また、模型表面圧力分布計測用に模型断面まわりに 70 点の圧力孔を設置した。風洞内における模型の設置状況を図-4.8 に示す。



図-4.8 IHI 風洞(大)と縮尺 1/30 橋梁部分模型

(3) 縮尺 1/80 橋梁部分模型

本模型は、基本的に檜を用いて製作した。模型両端部に設置した 2 枚の端板と風洞側壁から約 50mm 離れた位置に設置した 2 枚の隔壁によって、風洞側壁に発達する境界層が模型端部に与える影響を除去した。また、模型表面圧力分布計測用に、模型断面まわりに 70 点の圧力孔を設置した。本模型は、三分力装置に設置して空気力を計測するため、模型内部にロードセルを内蔵していない。風洞内における模型の設置状況を図-4.9 に示す。

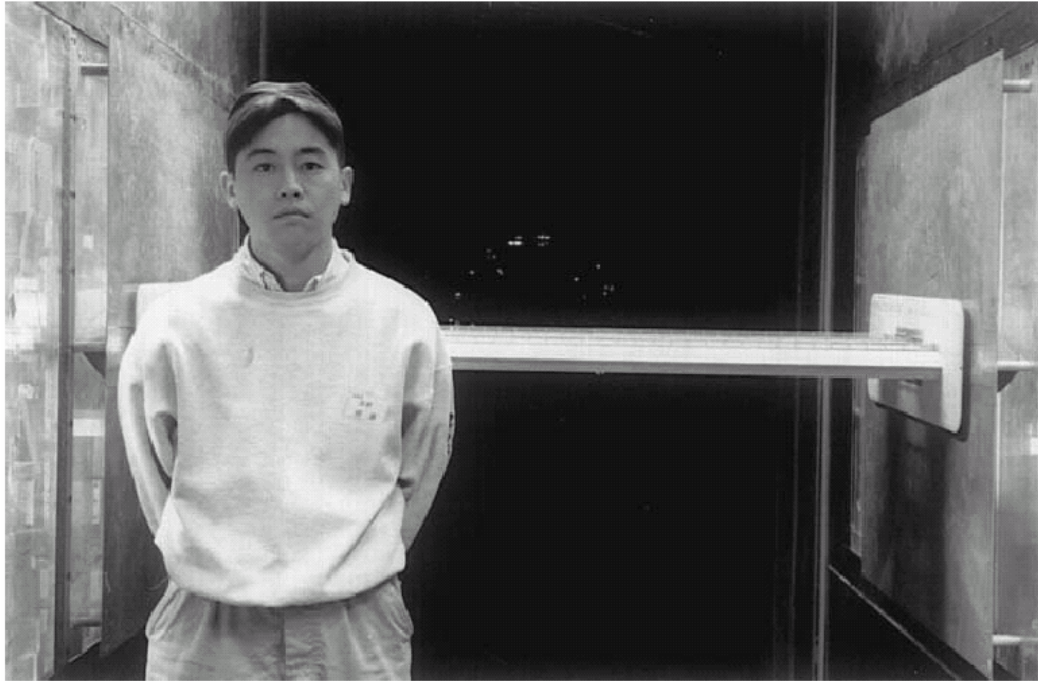


図-4.9 IHI 風洞(小)と縮尺 1/80 橋梁部分模型

4.2.3 計測方法

(1)縮尺 1/10 橋梁部分模型

空気力は、揚力および空力モーメント計測用 3 個／片側桁× 2 桁＝ 6 個、抗力計測用 2 個／片側桁× 2 桁＝ 4 個のロードセルを用いて計測した。各ロードセルから模型計測対象 2.79m 部分に作用する抗力、揚力および空力モーメントは、次式から求められる。

$$D=(D1+D2)+(D3+D4) \quad (4.1)$$

$$L=(L1+L2+L3)+(L4+L5+L6) \quad (4.2)$$

$$M=[\{(L1+L2) \times x1 + L3 \times x3\} - \{(L4+L5) \times x4 + L6 \times x6\}] - \{(D1+D2+D3+D4) \times h\} \quad (4.3)$$

ただし、D：模型計測対象 2.79m 部分に作用する抗力（風下側を正）

L：模型計測対象 2.79m 部分に作用する揚力（上向きを正）

M：模型計測対象 2.79m 部分に作用する空力モーメント（頭上げを正）

D1, D2：上流側桁に設置した 2 つのロードセル作用する抗力（風下側を正）

D3, D4：下流側桁に設置した 2 つのロードセル作用する抗力（風下側を正）

L1～L3：上流側桁に設置した 3 つのロードセル作用する揚力（上向きを正）

L4～L6：下流側桁に設置した 3 つのロードセル作用する揚力（上向きを正）

x1：模型回転中心からロードセル L1, L2 までの水平距離=1.60m

x3：模型回転中心からロードセル L3 までの水平距離=0.60m

x4：模型回転中心からロードセル L4, L5 までの水平距離=1.60m

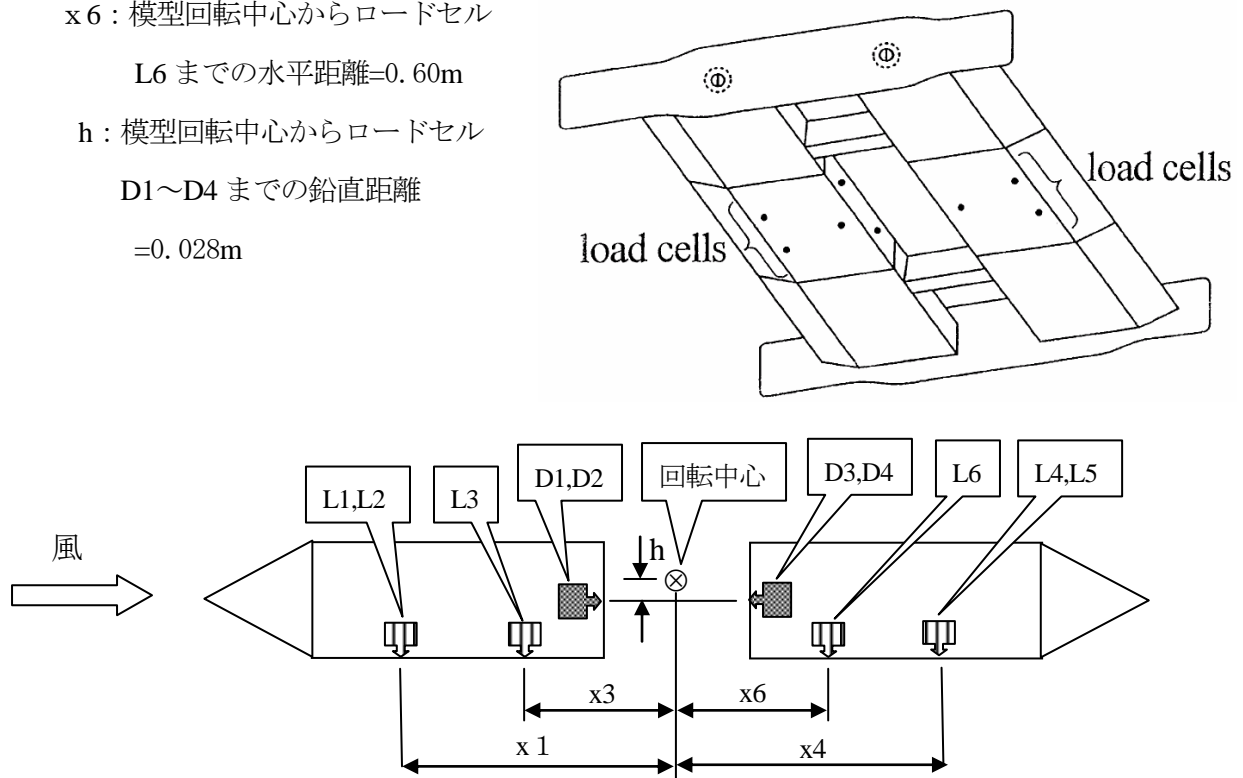
x6：模型回転中心からロードセル

L6 までの水平距離=0.60m

h：模型回転中心からロードセル

D1～D4 までの鉛直距離

=0.028m



なお、ロードセルの容量は、揚力用 5kN／個、抗力用 2.5kN／個である。したがって、模型全体では、揚力用 5kN／個×6 個＝30kN、抗力用 2.5kN／個×4 個＝10kN となる。これらのロードセル容量を選択した根拠は次のとおりである。

対象範囲：空気力計測部分（ハニカム部分、長さ 2.79m）

①揚力

$$\text{自重 } W = 271\text{kg} \quad = 2.7\text{kN}$$

$$\text{慣性力 } m r \omega^2 = 271\text{kg} \times 0.040\text{m} \times (2\pi 1.58\text{Hz})^2 \quad = 1.1\text{kN}$$

$$\begin{aligned} \text{静的揚力} \quad & \frac{1}{2} \rho V^2 C_L B L \\ & = \frac{1}{2} \times 1.225\text{kg/m}^3 \times (55\text{m/s})^2 \times |-0.22| \times 3.98\text{m} \times 2.79\text{m} \quad = 4.5\text{kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{非定常空気力} \quad & \pi \rho B^3 \omega^2 C_{L\eta} (\eta/B) L \\ & = \pi \times 1.225\text{kg/m}^3 \times 3.98^3 \times (2\pi 1.58\text{Hz})^2 \times \sqrt{(0.4033^2 + 1.433^2)} \times (0.04/4.0) \times 2.79\text{m} = 1.0\text{kN} \end{aligned}$$

$$\text{合計} \quad 9.3\text{kN}$$

$$< 30\text{kN} \quad \text{ok}$$

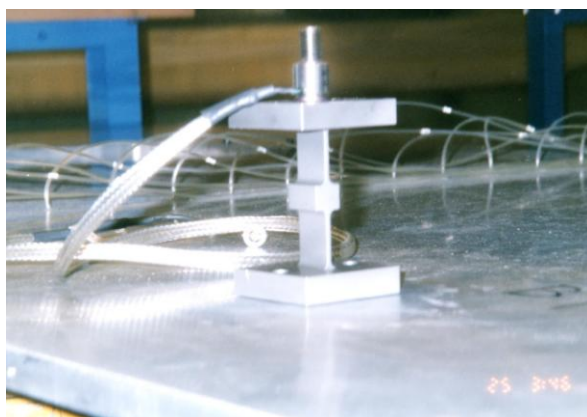
②抗力

$$\begin{aligned} \text{静的抗力} \quad & \frac{1}{2} \rho V^2 C_D A n L \\ & = \frac{1}{2} \times 1.225\text{kg/m}^3 \times (55\text{m/s})^2 \times 2.0 \times 0.4\text{m} \times 2.79\text{m} \quad = 4.1\text{kN} < 10\text{kN} \quad \text{ok} \end{aligned}$$

ただし、迎角-6度における抗力係数 1.89 → 2.0

なお、揚力の sin 成分も抗力用ロードセルに作用するが、負の抗力成分となるので、ここでは無視した。

図-4.10 に模型内に設置したロードセルを示す。また、揚力計測用ロードセルの較正作業状況を図-4.11 に示す。



(a)揚力用

抗力用ロードセル



(b)抗力用

図-4.10 模型内にセットしたロードセル



図-4.11 揚力計測用ロードセルの較正作業状況

(2)縮尺 1/30 橋梁部分模型

空気力は、2個／片側桁×2桁＝4個のビーム型ロードセル(50N／本×4本＝200N)を用いて揚力と空力モーメントのみ計測し、抗力は計測していない。揚力、空力モーメントの算出方法の考え方は、縮尺 1/10 模型の場合と同様である。図-4.12 に模型内部に設置したロードセルとスキャニバルブを示す。

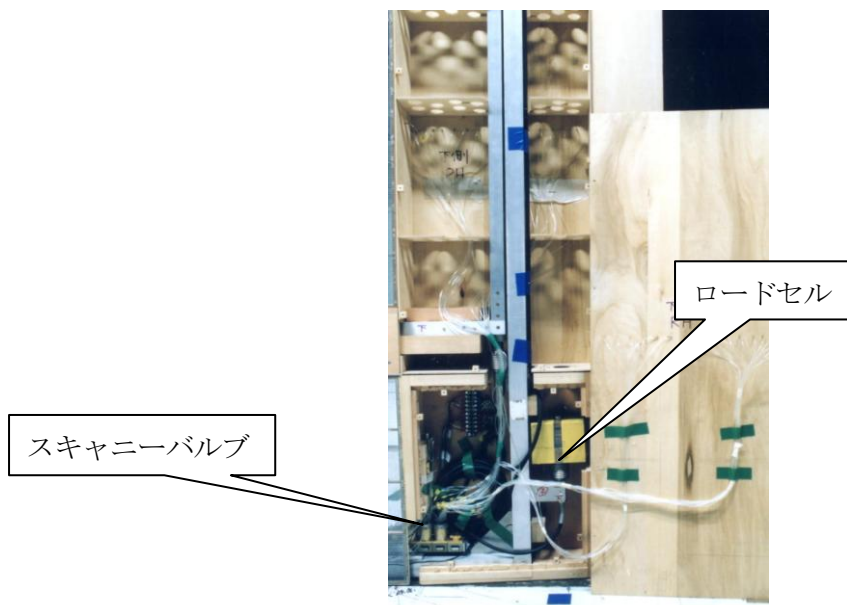


図-4.12 模型内部のロードセルとスキャニバルブ

(3)縮尺 1/80 橋梁部分模型

空気力計測範囲は模型全体である。模型を三分力装置にセットして、作用する空気力を三分力装置に内蔵されたロードセルで算出した。図-4.13 に三分力試験装置を示す。表-4.3 に三分力試験装置の諸元を示す。

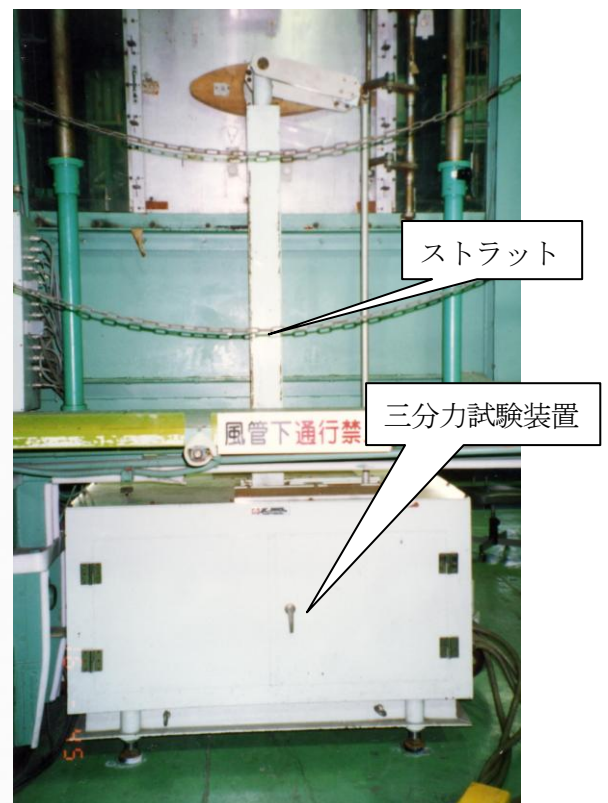
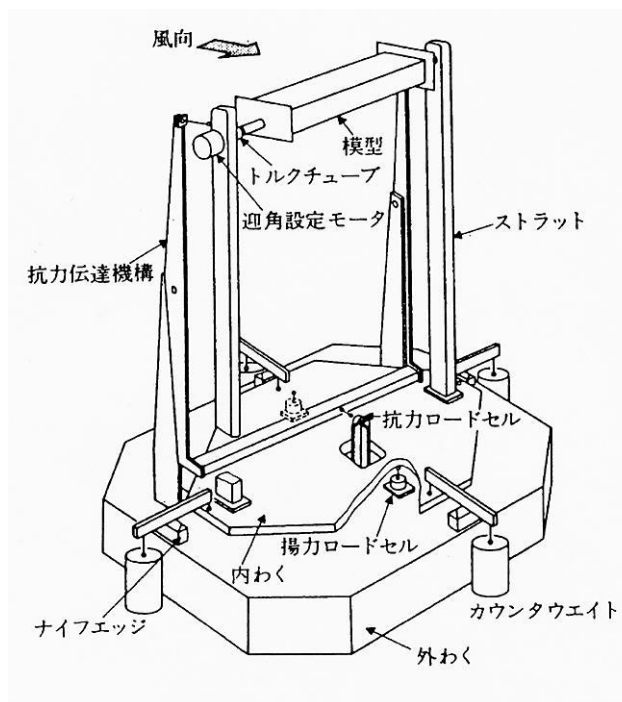
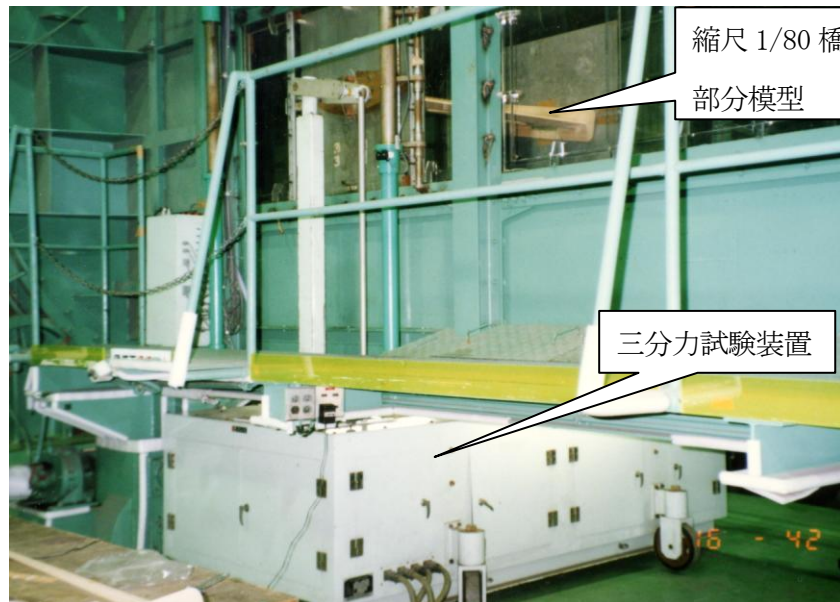


図-4.13 三分力試験装置

表-4.3 三分力試験装置の諸元

項目	諸元
試験迎角範囲	-30 度～+30 度
揚力	-40kg～+40kg
抗力	-5kg～+5kg
ピッチングモーメント	-10kg・m～+10kg・m

4.3 レイノルズ数と定常空気力係数の関係

ここでは前節の風洞試験で得られたレイノルズ数と定常空気力係数の関係について述べる．研究対象の橋梁断面の定常空気力に及ぼすレイノルズ数効果の基本的特性をまず把握することに主眼を置いたことから，風洞気流は一様流のみとした．なお，本研究におけるレイノルズ数における代表長は，次式のように桁高とする．

$$\text{レイノルズ数} : Re = VD / \nu \quad (4.4)$$

ここで， V ：風速(m/s)

D ：桁高(m) 研究対象橋梁の実橋の桁高は 4m

ν ：動粘性係数(m²/s)

定常空気力係数は，抗力係数，揚力係数，空力モーメント係数の 3 種類とした．それらの定義式を次に示す．

$$C_D = \frac{D_s}{\frac{1}{2}\rho V^2 A_n} \quad (4.5)$$

$$C_L = \frac{L_s}{\frac{1}{2}\rho V^2 B} \quad (4.6)$$

$$C_M = \frac{M_s}{\frac{1}{2}\rho V^2 B^2} \quad (4.7)$$

ここで， C_D ， C_L ， C_M ：抗力係数，揚力係数，空力モーメント係数

D_s ， L_s ， M_s ：単位長あたりの平均抗力(N/m)，平均揚力(N/m)，平均空力モーメント(N・m/m)

ρ ：空気密度(kg/m³)

V ：風速(m/s)

A_n ：桁の単位長あたり投影面積（ここでは便宜上 桁高分のみ，実橋 4m²/m）

B ：桁幅（ここでは便宜上 フェアリング角度 80 度で統一，実橋 40m）

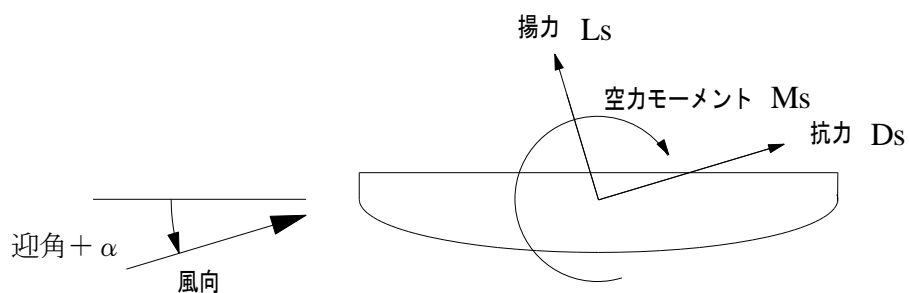
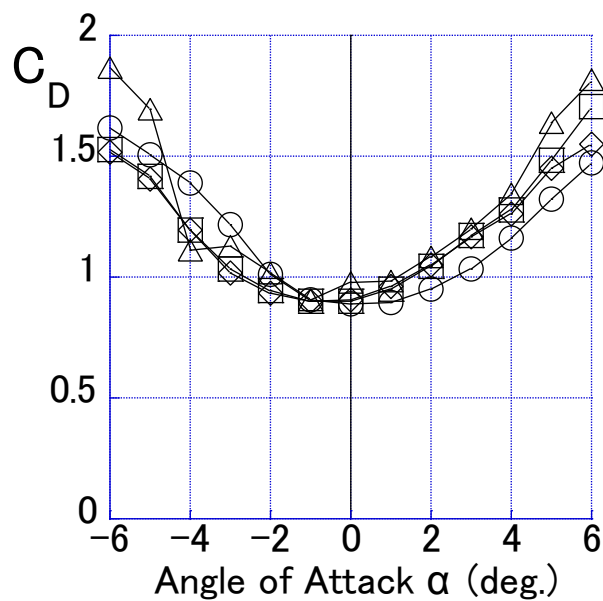
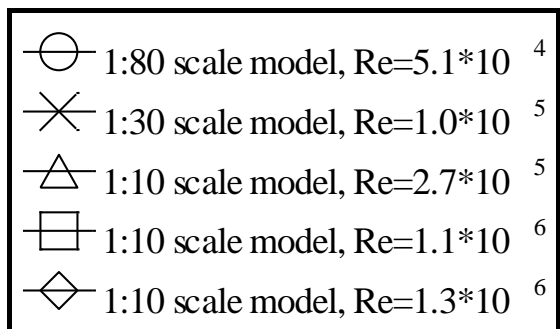
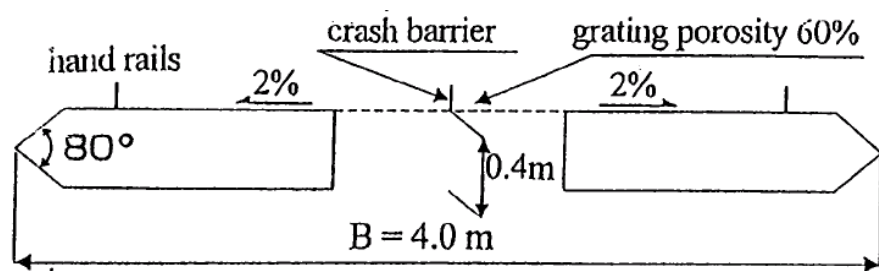
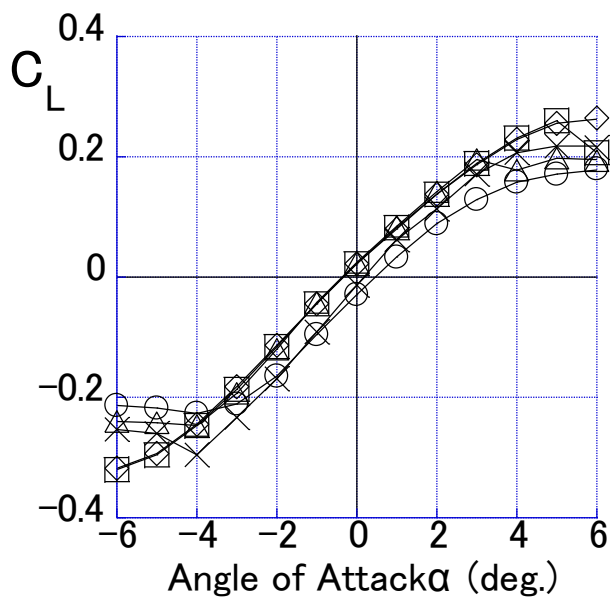


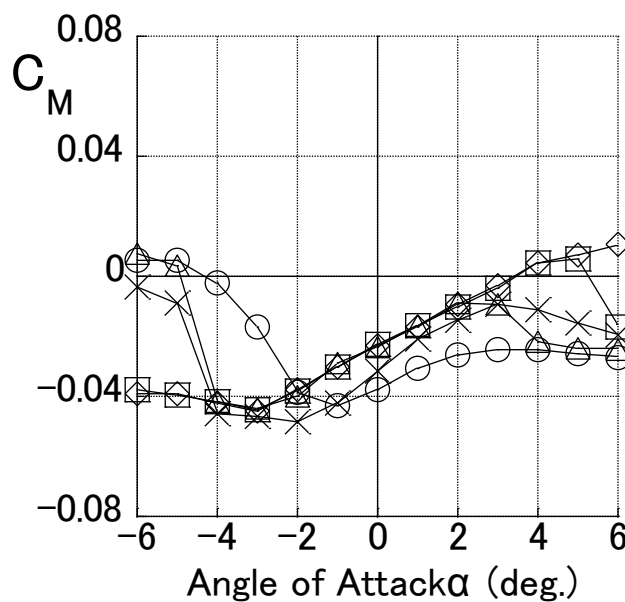
図-4. 14～図-4. 18 に各橋梁断面に関する迎角と抗力係数・揚力係数・空力モーメント係数の関係すなわち三分力係数曲線を示す．図-4. 19～図-4. 23 に各橋梁断面に関するレイノルズ数と抗力係数・揚力係数・空力モーメント係数の関係を示す．



(a) 抗力係数

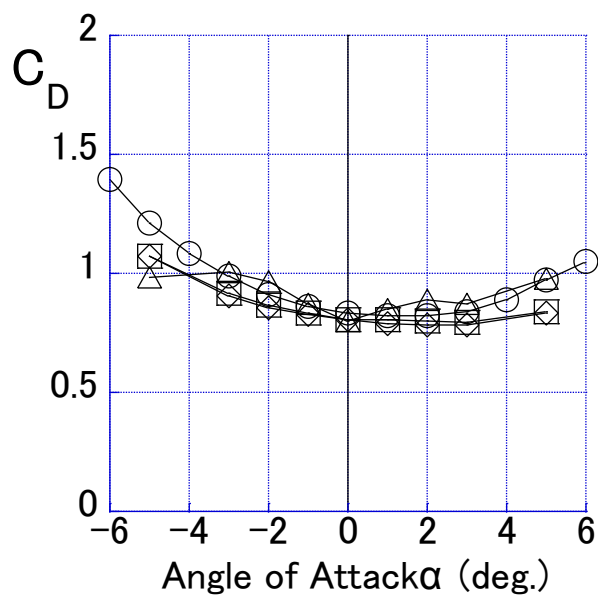
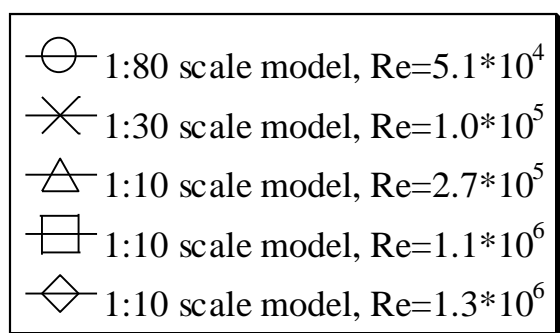
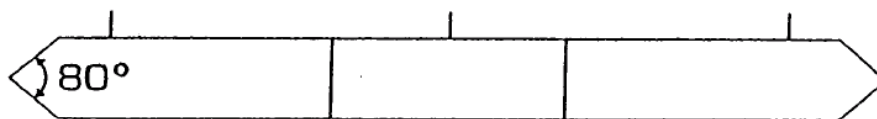


(b) 揚力係数

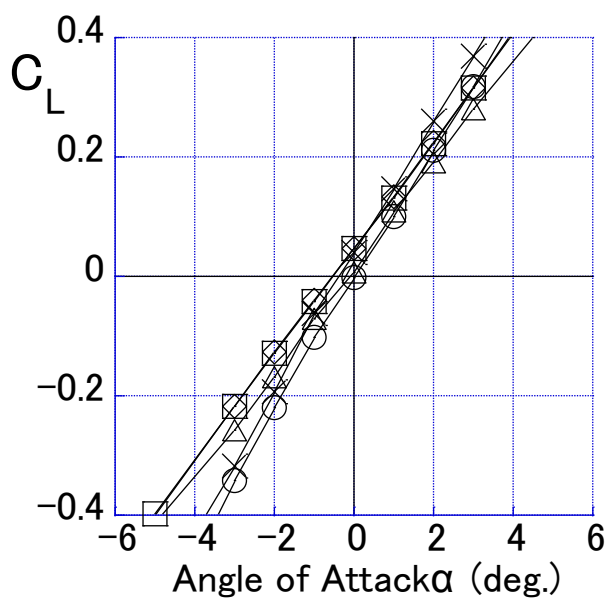


(c) 空力モーメント係数

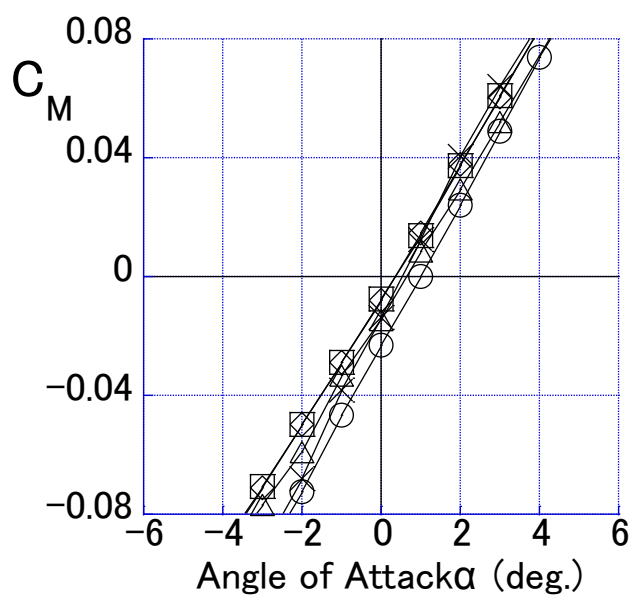
図-4.14 迎角—三分力係数曲線 (80gratings 断面)



(a) 抗力係数

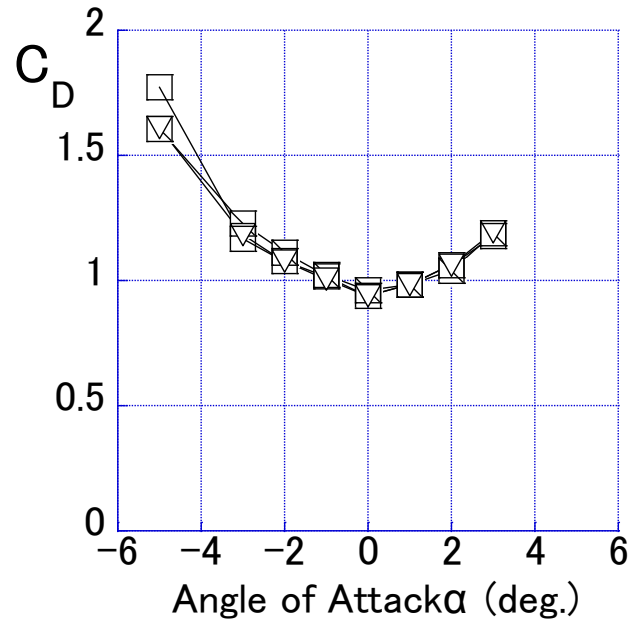
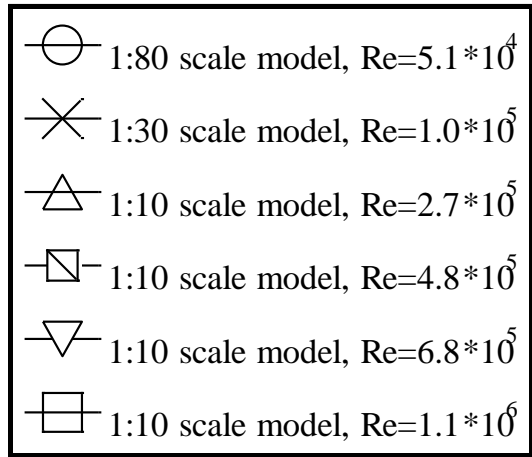
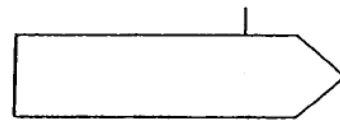
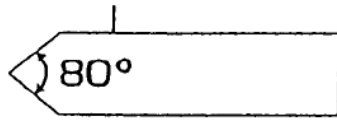


(b) 揚力係数

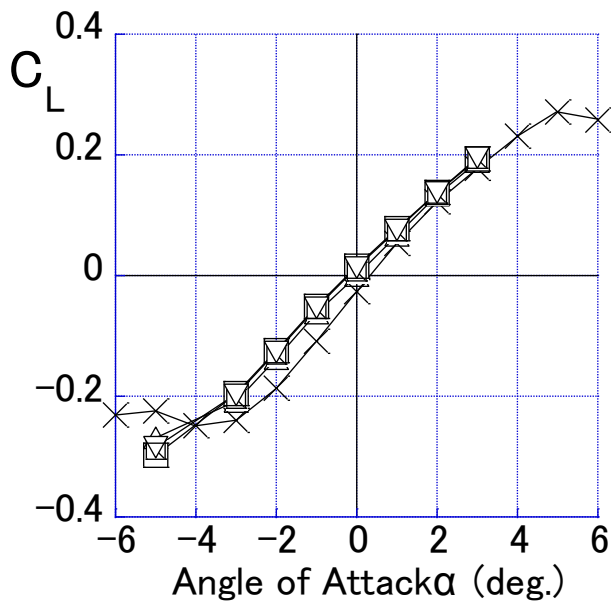


(c) 空力モーメント係数

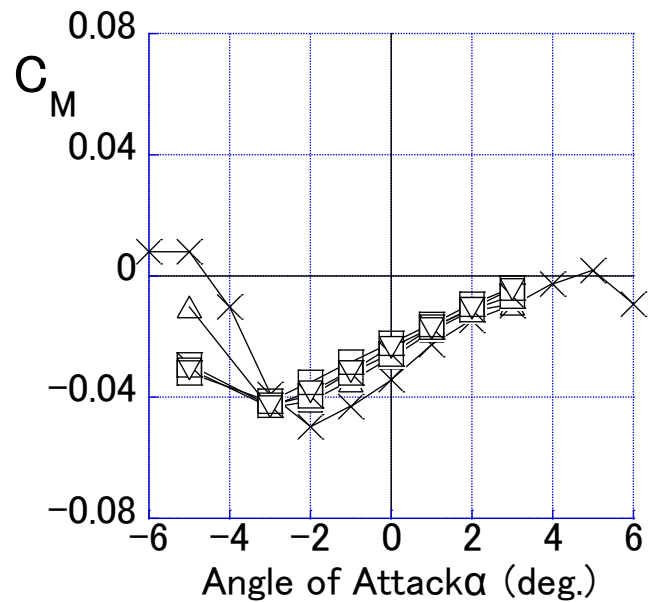
図-4.15 迎角—三分力係数曲線 (80closed 断面)



(a) 抗力係数

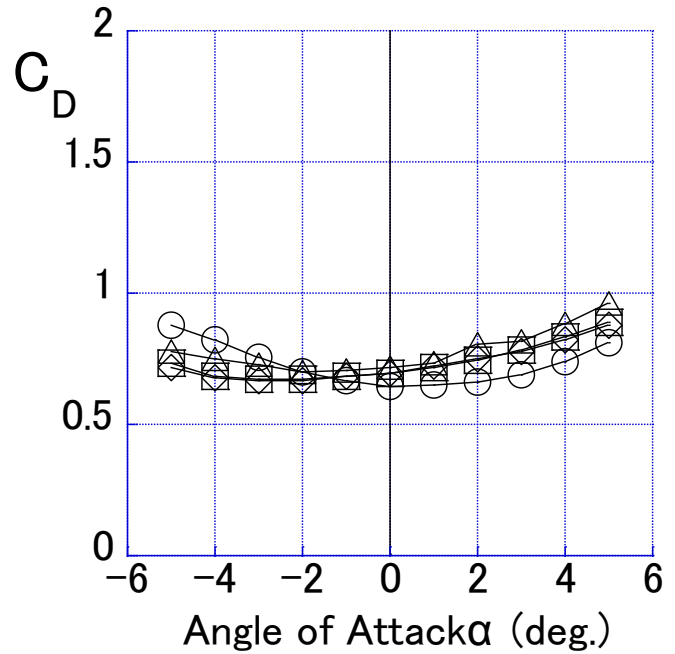
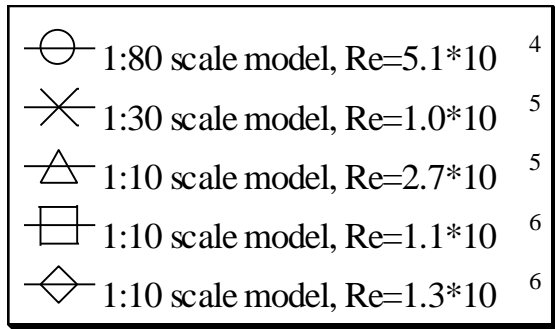
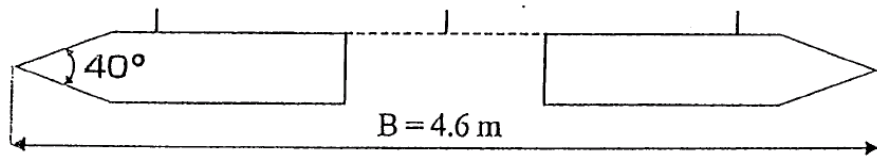


(b) 揚力係数

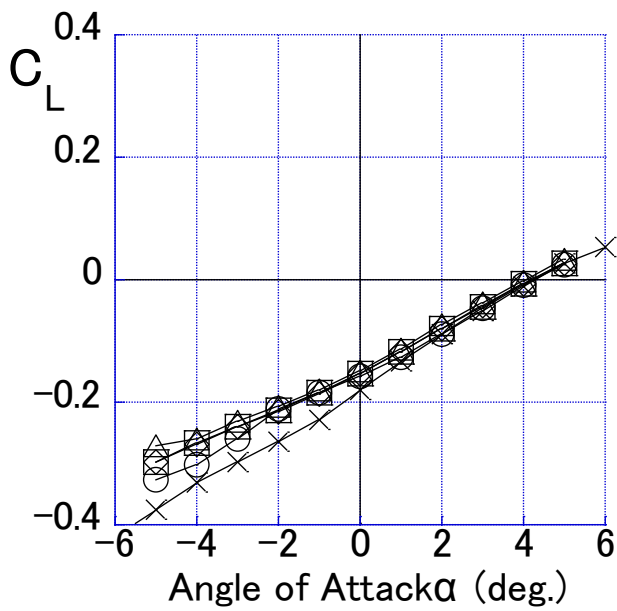


(c) 空力モーメント係数

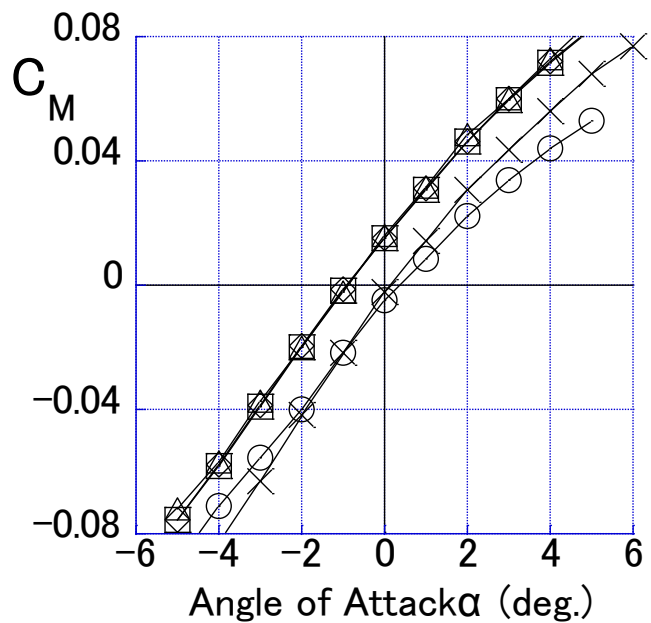
図-4.16 迎角—三分力係数曲線 (80 space 断面)



(a) 抗力係数

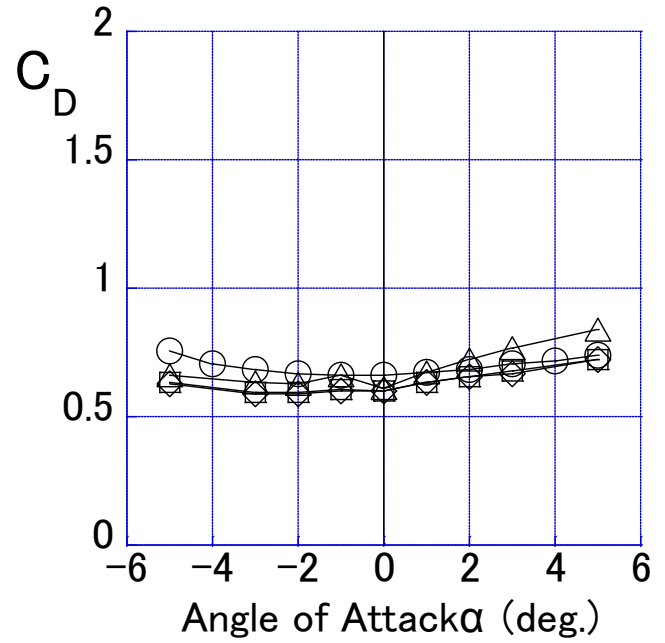
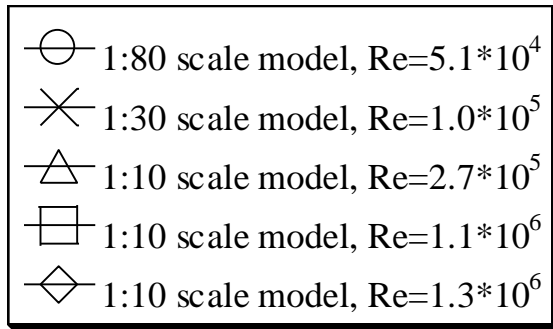
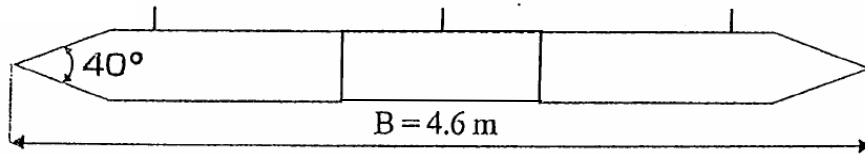


(b) 揚力係数

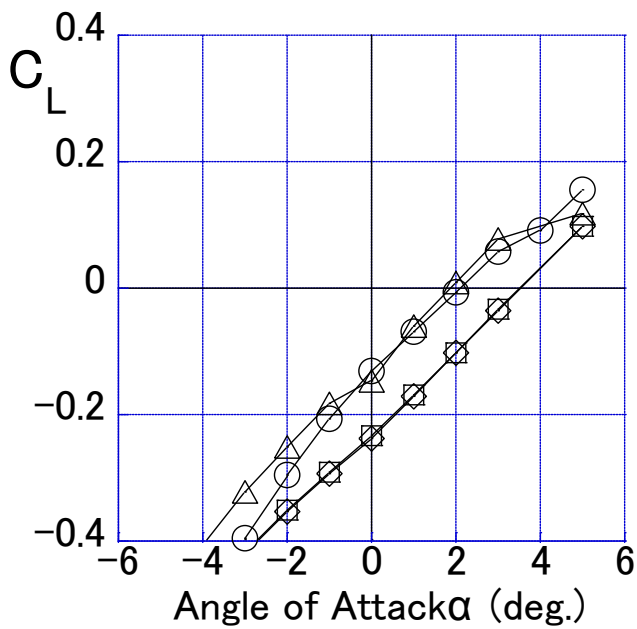


(c) 空力モーメント係数

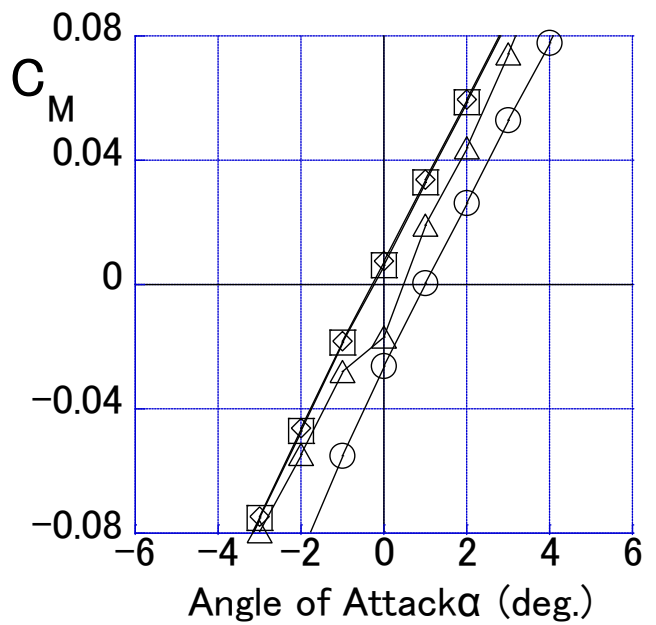
図-4.17 迎角—三分力係数曲線 (40gratings 断面)



(a) 抗力係数



(b) 揚力係数



(c) 空力モーメント係数

図-4.18 迎角—三分力係数曲線 (40 closed 断面)

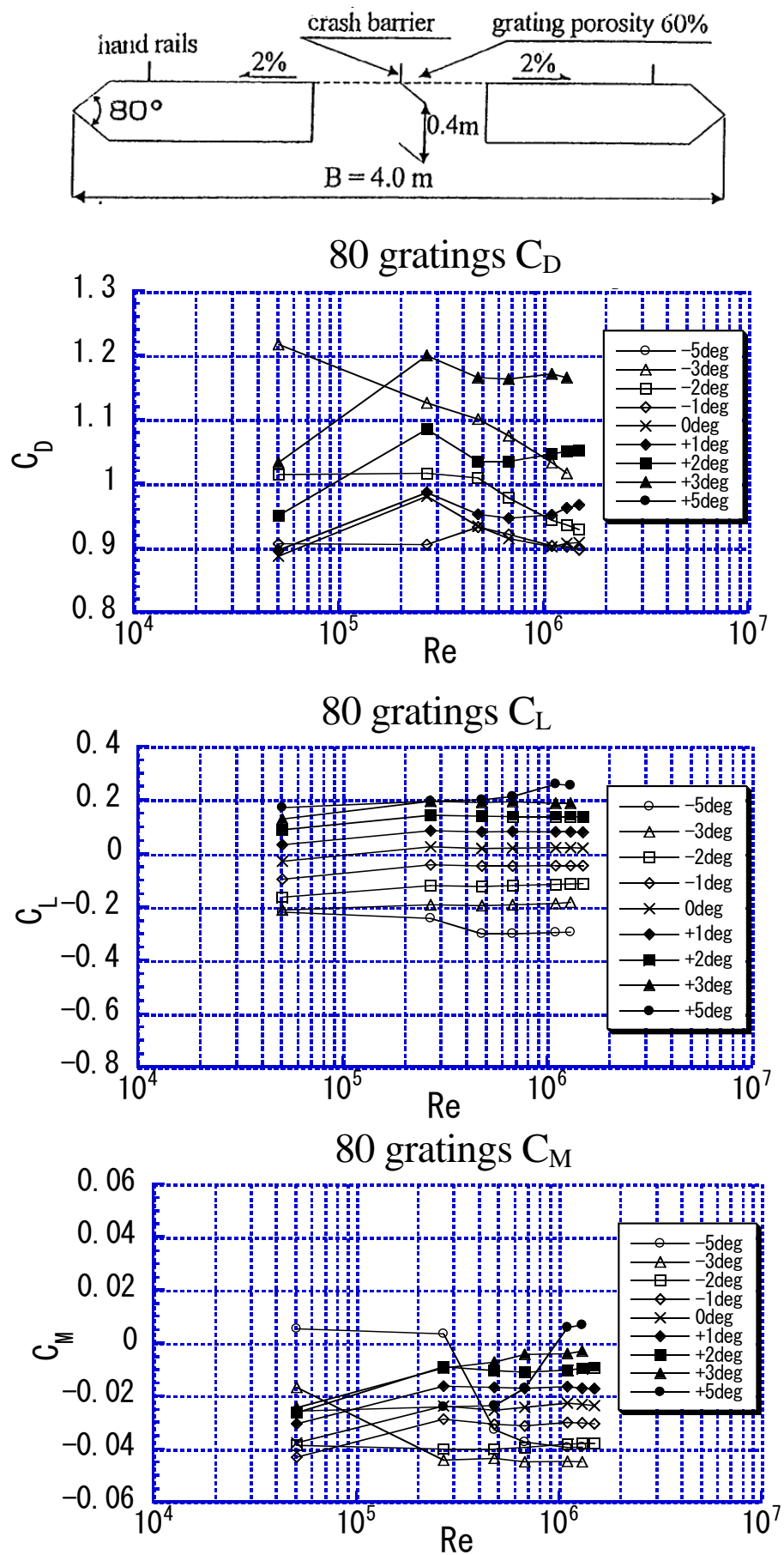


図-4.19 レイノルズ数—三分力係数の関係 (80gratings 断面)

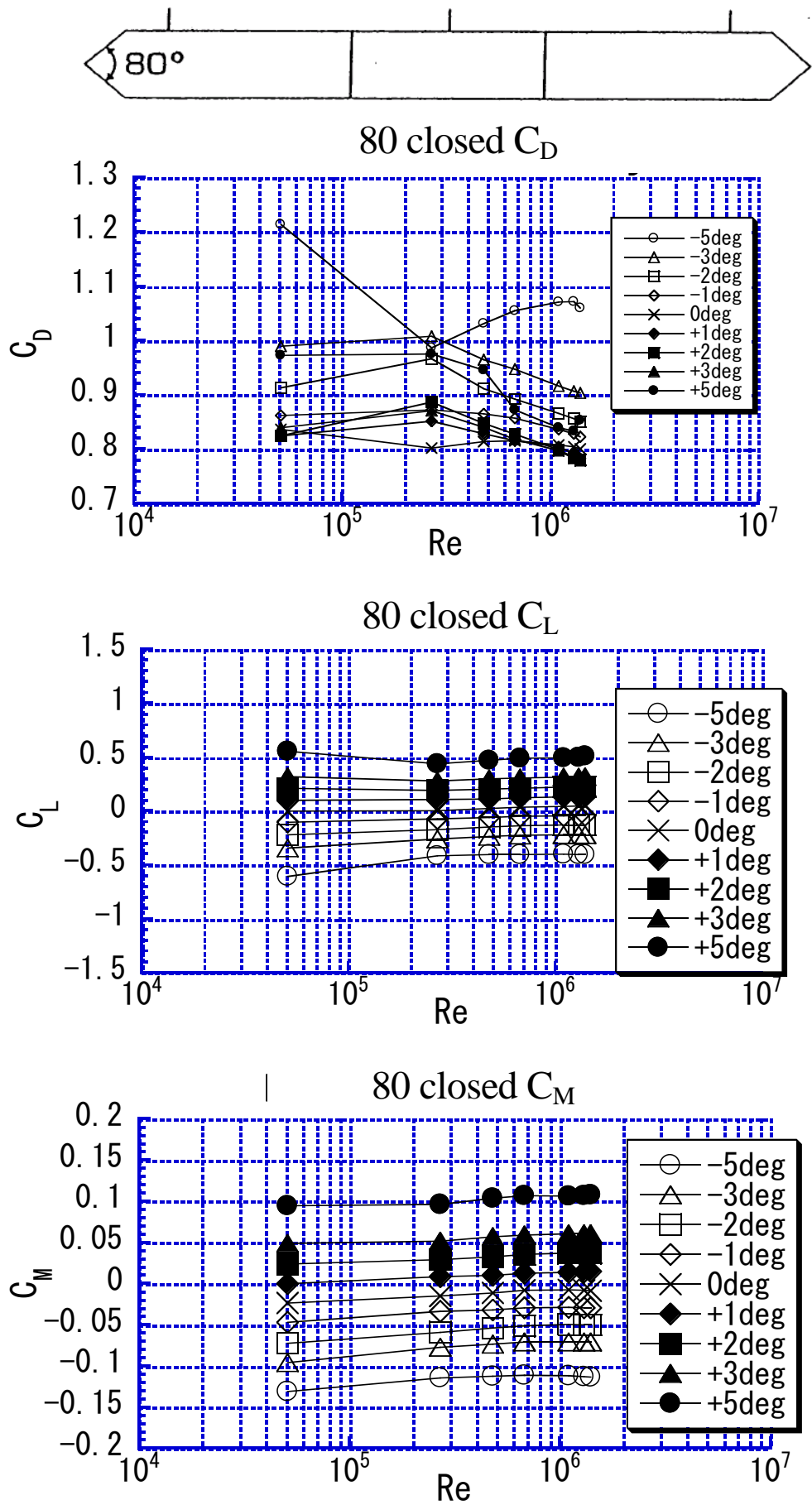


図-4.20 レイノルズ数—三分力係数の関係 (80closed 断面)

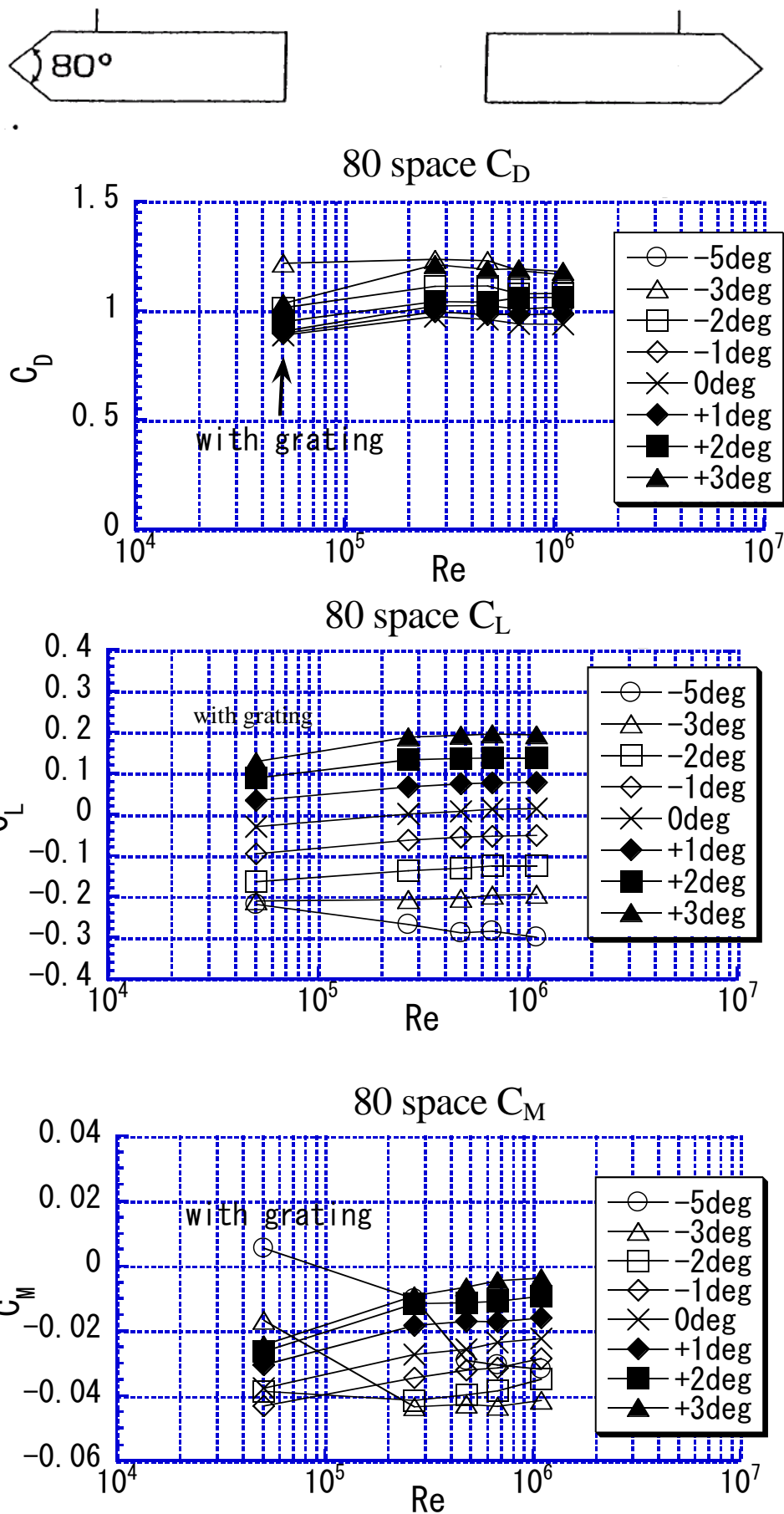


図-4.21 レイノルズ数—三分力係数の関係 (80 space 断面)

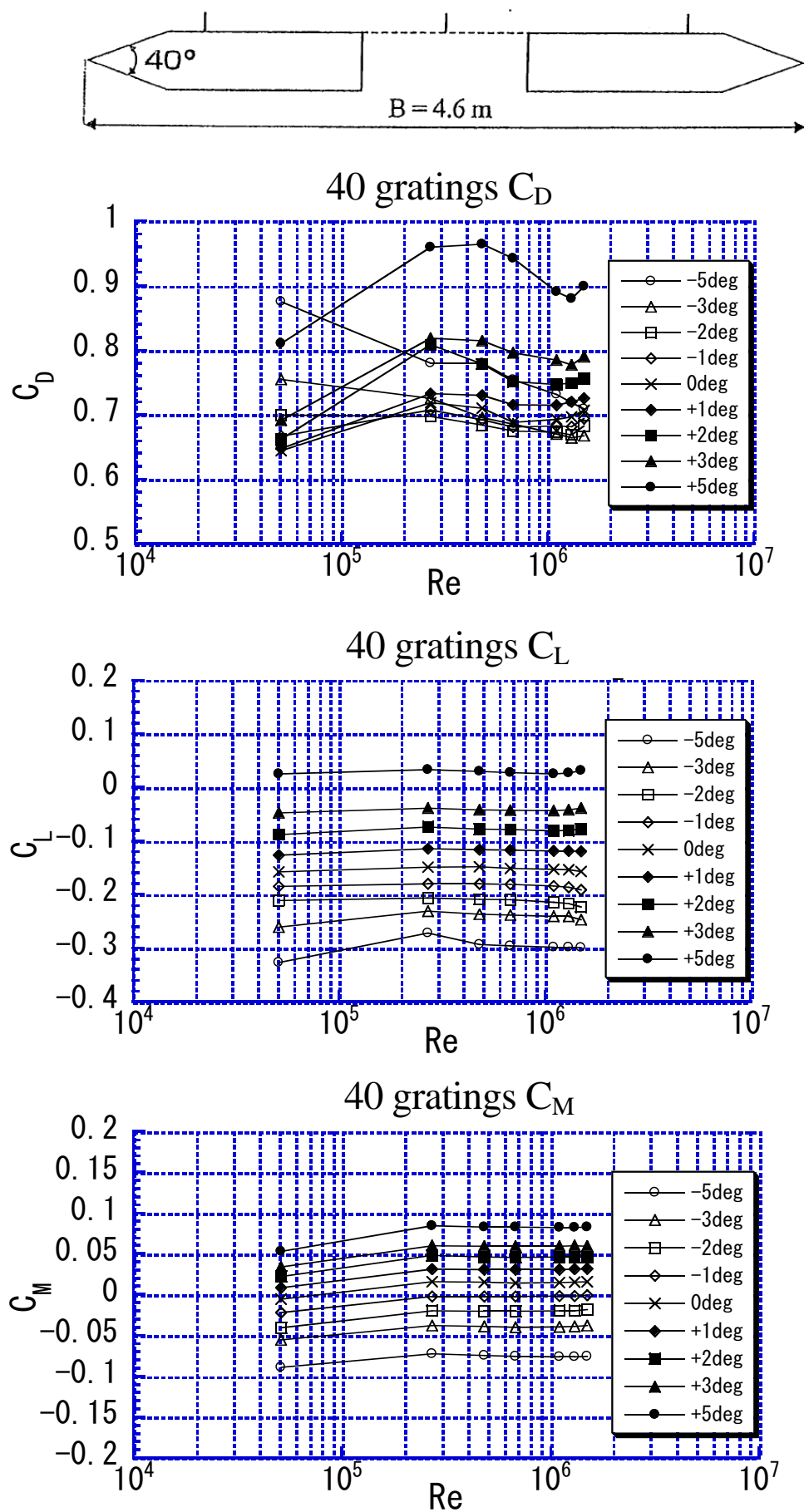


図-4.22 レイノルズ数—三分力係数の関係 (40gratings 断面)

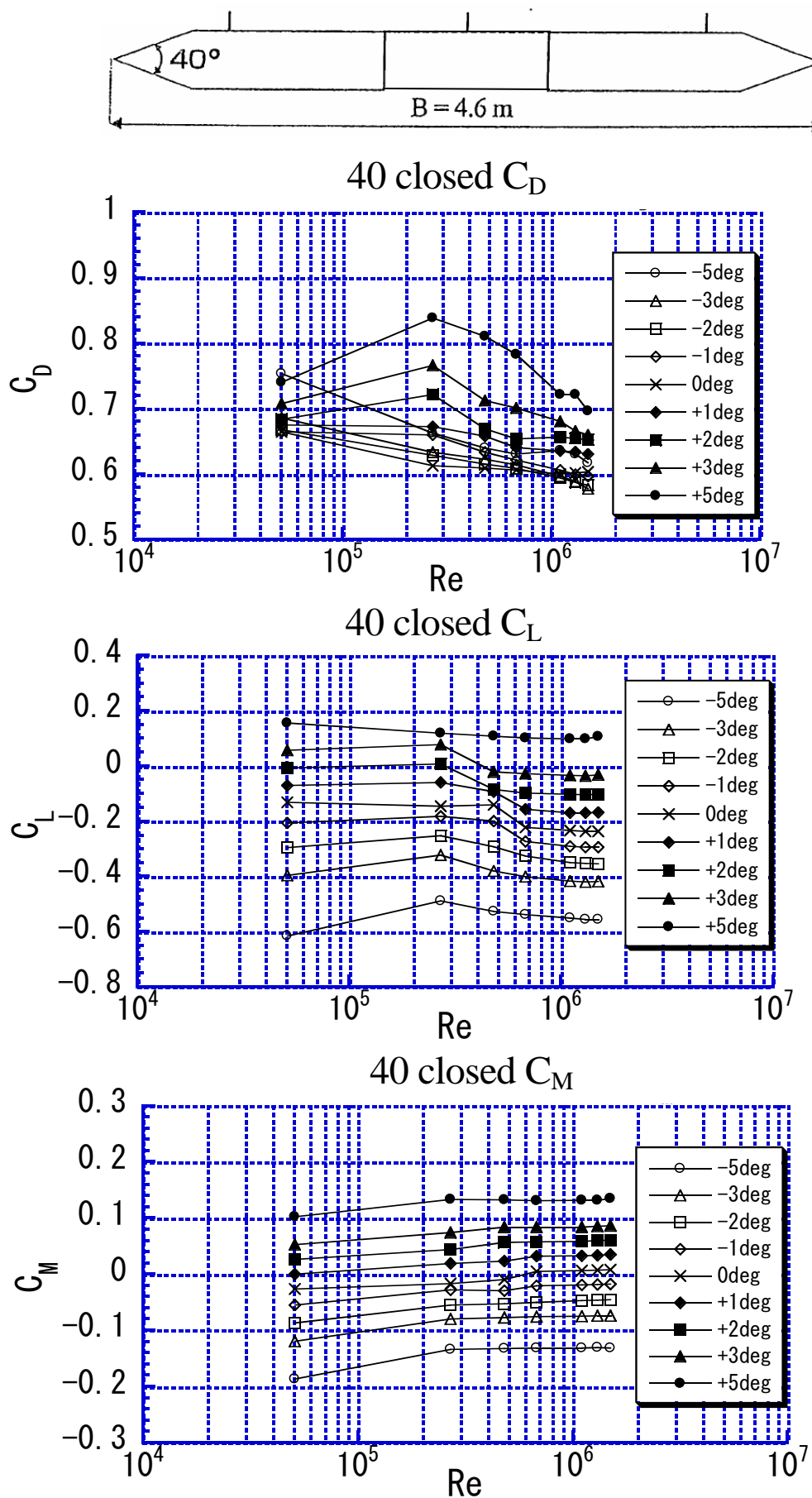


図-4.23 レイノルズ数—三分力係数の関係 (40 closed 断面)

(1) レイノルズ数と三分力係数の関係

図-4.14～図-4.18 に示す迎角と各空気力係数の関係である三分力係数曲線から判断すると、レイノルズ数効果の大きい断面は、フェアリング先端角度 80 度、開口部にグレーチングが配置された“80gratings”（図-4.14）とフェアリング先端角度 80 度、開口部にグレーチングがない“80space”（図-4.16）である。とくに-2 度以下および+3 度以上の迎角において、レイノルズ数の増加とともに揚力係数および空力モーメント係数が徐々に変化していく傾向が顕著となっている。反対に、迎角 0 度ではレイノルズ数効果が小さい結果となった。この迎角 0 度における傾向は、第 2 章の図-2.5 に示したようにレイノルズ数 $0.2 \times 10^6 \sim 1.7 \times 10^6$ における縮尺 1/10 模型によるノルマンディー橋の三分力試験結果²⁾と同様である。

(2) 迎角ごとのレイノルズ数と各空気力係数の関係

迎角ごとにレイノルズ数と各空気力係数の関係を示す図-4.19～図-4.23 において、レイノルズ数の増加とともに先述の“80gratings”（図-4.19）と“80space”（図-4.21）の揚力係数および空力モーメント係数が大きく変化する傾向にあることがわかる。一方、抗力係数については、縦軸を拡大したため、先述の三分力係数より変化が大きいように見受けられる。しかし、ここで注目したいのは、約 3×10^5 以上のレイノルズ数領域において、レイノルズ数の増加とともに抗力係数が徐々に低減する傾向にあることである。

一方、既往の風洞試験結果によると、図-4.24 に示すように、2 箱桁断面を有するストーンカッター橋の縮尺 1/20 の大型模型を用いた三分力係数結果³⁾は、各迎角においてレイノルズ数の増加とともに抗力係数が徐々に増加する傾向にある。同じ 2 箱桁断面形式の橋桁を対象とした本研究では、レイノルズ数が増加すると、抗力係数が小さくなる傾向にあることから、断面形状によってレイノルズ数効果が異なるようである。

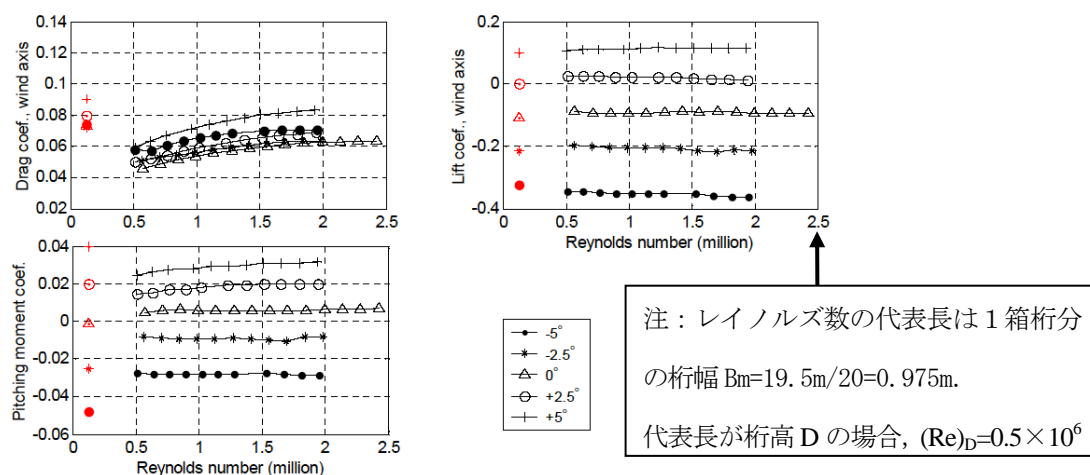


Figure 6. Static coefficients as a function of Reynolds number (based on the width of one box) for the twin-deck of the Stonecutters Bridge with small guide vanes. The data at $Re=0.13 \times 10^6$ are from the 1:80 scale tests at DMI [5].

図-4.24 ストーンカッター橋の三分力係数 (Larose ら³⁾の研究)

この差異の原因として、着目するレイノルズ数範囲によって抗力係数が増加傾向または減少傾向を示す傾向があることが挙げられる。すなわち、ストーンカッター橋の桁高を代表長とした風洞試験のレイノルズ数範囲は $0.1 \times 10^6 \sim 0.5 \times 10^6$ である。一方、本研究の場合は、図-4.19 から $5.1 \times 10^4 \sim 1.5 \times 10^6$ となっている。そこで本研究結果のレイノルズ数範囲をストーンカッター橋と同じ $0.1 \times 10^6 \sim 0.5 \times 10^6$ に限定すると、迎角-3 度を除いてレイノルズ数の増加とともに抗力係数が大きくなる傾向にあることが分かる。また、ストーンカッター橋の縮尺 1/80 模型の抗力係数が図-4.24 にプロットされているが、例えばレイノルズ数 0.13×10^6 における迎角-5 度の抗力係数は、よりレイノルズ数が高い領域における縮尺 1/20 模型の抗力係数より大きい。このように着目するレイノルズ数領域によって、抗力係数が増加傾向あるいは減少傾向を示すようである。このレイノルズ数と抗力係数の関係については、「4.4 ストローハル数と抗力係数の関係」においても詳細に述べることにする。

(3) 開口部の違いによる空気力係数の比較

上記(1)において、フェアリング先端角度 80 度、開口部にグレーチングが配置された “80gratings” とフェアリング先端角度 80 度、開口部にグレーチングがない “80space” が、レイノルズ数の影響を大きく受けることを示した。次に、開口部の違いによる各空気力係数をレイノルズ数 1.1×10^6 において比較した結果を図-4.25 に示す。負の大きい迎角における抗力係数の違いはあるものの、それ以外の迎角範囲では “80gratings” (●) と “80space” (○) の定常空気力係数はほぼ等しいことから、両者の違いである充実率 40% のグレーチング模型の有無が空気力係数に与える影響は小さいことが分かった。さらに、このグレーチングについて、松本ら^{4), 5), 6)} は平板に近い断面形状を有する橋梁断面を対象に、グレーチングの開口率、開口位置を変化させて、三分力特性、非定常空気力特性およびフラッター特性に与える影響を調べている。その結果、三分力に与えるレイノルズ数効果は、グレーチングの位置、開口位置に依存し、レイノルズ数効果は開口部の存在そのものが原因と考えられるとしている。このことは、本研究結果と整合しており、開口部を有する橋梁断面の耐風安定性を検討する場合には、レイノルズ数効果に十分注意を払う必要があると考えられる。

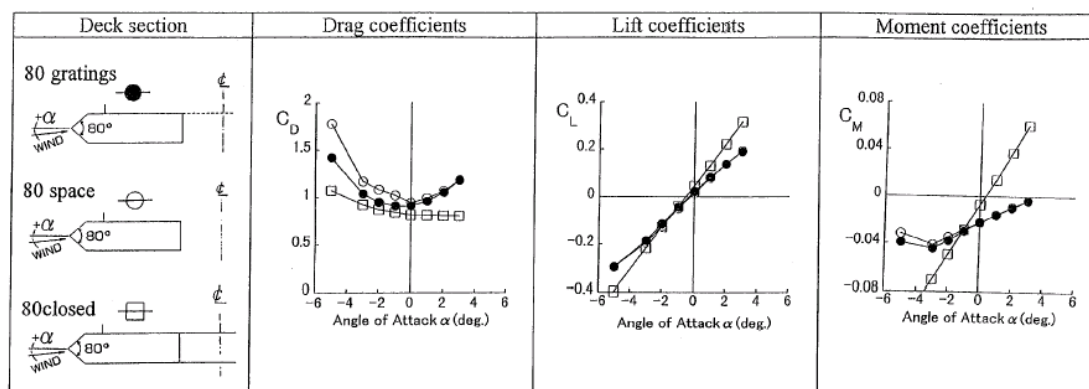


図-4.25 開口部の違いによる定常空気力係数の比較 ($Re = 1.1 \times 10^6$)⁷⁾

また、開口部を閉塞した1箱桁断面である“80closed”の迎角0度における揚力係数勾配と空力モーメント係数勾配を算出した。その結果は次のとおりである。

$$\left(\frac{dC_L}{d\alpha} \right)_{\alpha=0} = 4.96 \quad (4.8)$$

$$\left(\frac{dC_M}{d\alpha} \right)_{\alpha=0} = 1.22 \quad (4.9)$$

平板の場合、揚力係数勾配は 2π (≈ 6.28)、空力モーメント係数勾配は $\pi/2$ (≈ 1.57)となることから、この“80closed”の断面は比較的平板に近い揚力特性、空力モーメント特性を有していることが分かる。

(4) 模型表面圧力分布を用いた考察

ここでは、大きな迎角においてレイノルズ数効果が認められたフェアリング先端角度80度、開口部にグレーチングが配置された“80gratings”の断面を対象に、模型表面圧力分布計測結果を基に考察を行う。平均圧力係数の定義式を式(4.10)に示す。

$$C_{ps} = \frac{P_s - P_0}{\frac{1}{2} \rho V^2} \quad (4.10)$$

ここで、 C_{ps} ：平均圧力係数

P_s ：平均圧力 (=全圧) (N/m^2)

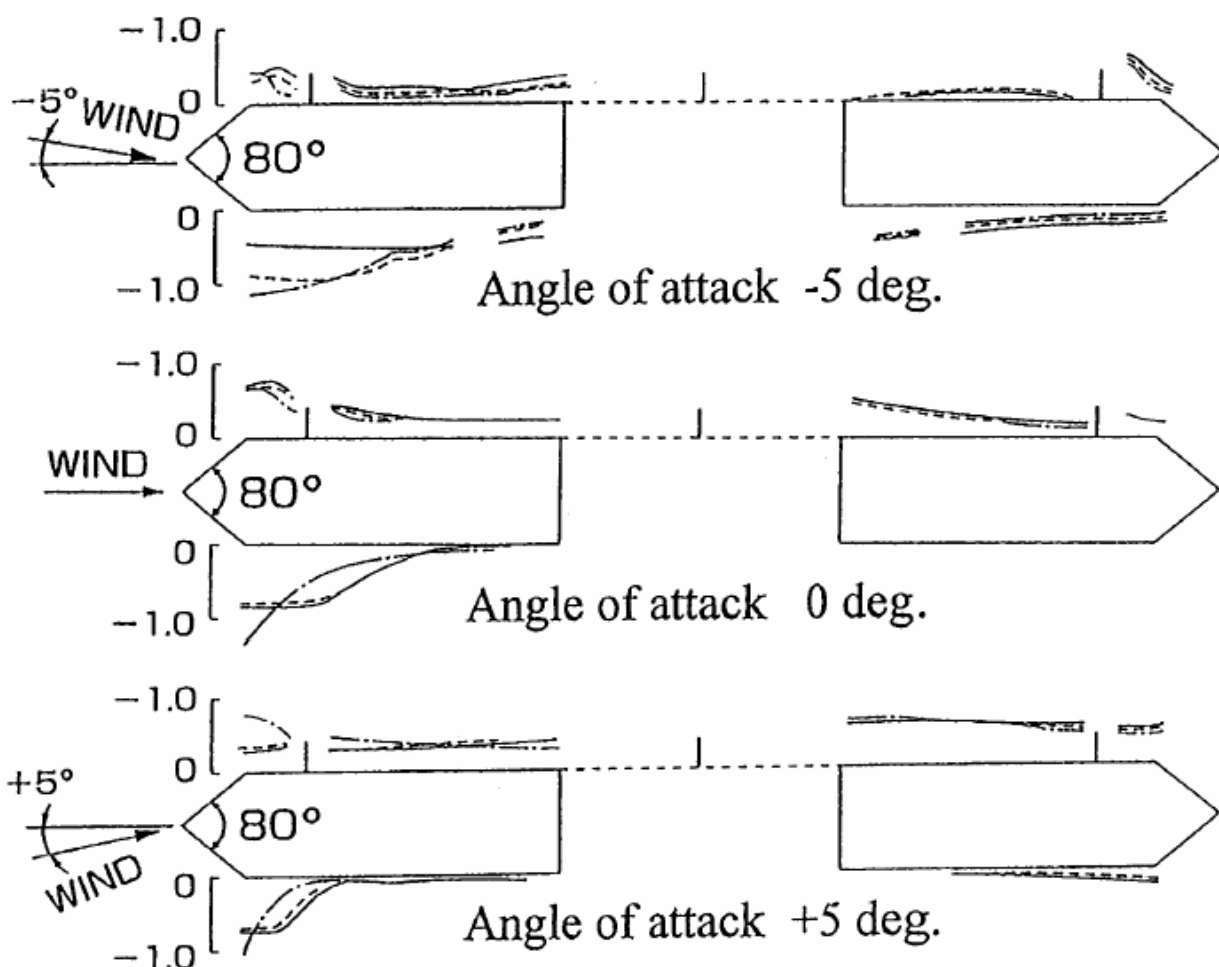
P_0 ：基準静圧 (N/m^2)

ρ ：空気密度 (kg/m^3)

V ：風速 (m/s)

模型静止状態における“80gratings”の断面の迎角-5度、0度、+5度における模型断面まわりの平均圧力分布を図-4.26に示す。いずれの迎角においてもレイノルズ数の増加とともに、上流側桁上面および下面の圧力分布が部分的に変化していることが分かる。とくに上流側桁下面先端における負圧力のピーク部分が、レイノルズ数の増加とともに上流側へ移行する傾向にある。一方、下流側桁の上面および下面はレイノルズ数の違いによる大きな変化は認められない。

図-4.14および図-4.19から迎角0度における三分力係数に与えるレイノルズ数効果は小さいことが確認されている。ところが、三分力係数は断面に作用する圧力分布を断面まわりに積分した物理量を無次元化したものである。断面に作用する局所的圧力を把握できる圧力分布（図-4.26の迎角0度）ではとくに上流側桁下面部分にレイノルズ数の影響を受けていることがわかる。



—— $Re = 2.7 \times 10^5$, $Re = 6.8 \times 10^5$, - - - - $Re = 1.3 \times 10^6$

図-4.26 模型表面圧力分布（”80gratings”断面）⁷⁾

先述したように本研究の結果，上流側桁下面先端における負圧力のピーク部分が，レイノルズ数が増加すると上流側へ移行する傾向が見られたが，次に，この点に着目して既往の風洞試験結果との比較を行う。

① 逆台形断面桁⁸⁾

図-4.27 に示すように，Schewe ら⁸⁾ はレイノルズ数 $Re = 1.0 \times 10^5$ と 1.5×10^6 におけるオイルフローによる流れの可視化結果からレイノルズ数効果が主として桁下面で発生していることを明らかにした。さらに，逆台形断面まわりのはく離せん断層の層流から乱流への遷移点の位置が，図-4.28 に示すように亜臨界域，臨界域，超臨界域で変化していくパターンが，円柱や翼断面と同様であることを指摘している。そして，この遷移点の位置の変化がレイノルズ数効果の主要な原因と結論付けている。

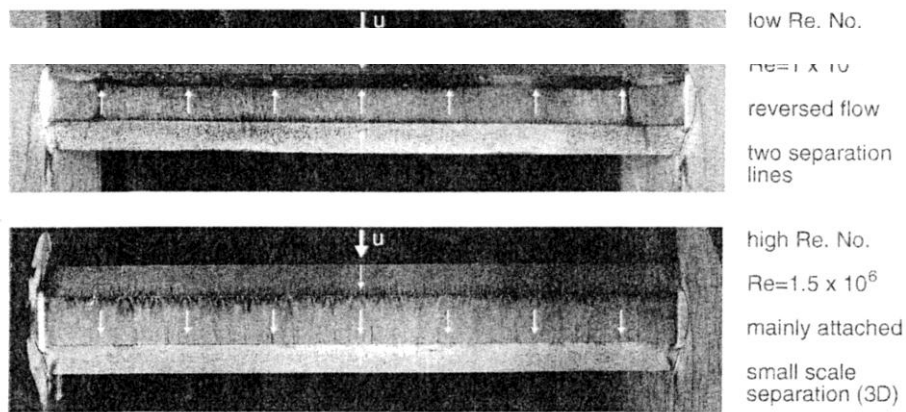


Fig. 17. Lower side of the bridge deck at low and high Reynolds number.

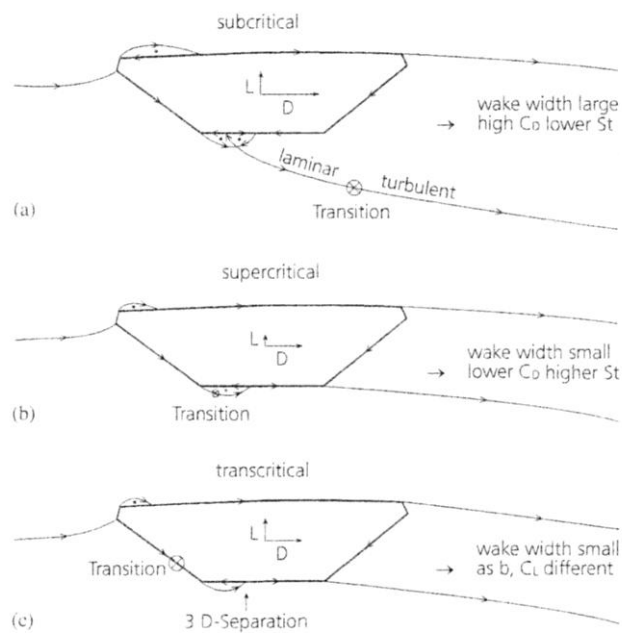


Fig. 18. Simplified sketch of flow topologies in 2-D representation (bridge section).

図-4. 27 逆台形断面の流れの可視化の試験結果（下面）と流れパターン図（Schewe らの研究⁸⁾）

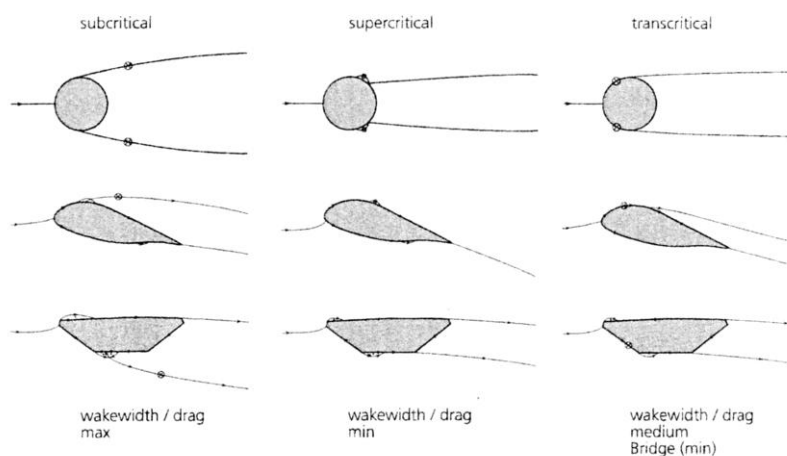


Fig. 19. Comparison and interpretation of results. The location of transition is marked by \odot .

図-4. 28 断面まわりの流れパターンの比較（Schewe らの研究⁸⁾）

②斜張橋 π 桁断面桁⁹⁾

Jeong ら⁹⁾による CFD 解析を用いた断面まわりの流れパターンの比較結果によると、図-4.29 に示すように桁幅 B を代表長としたレイノルズ数 $(Re)_B$ が模型ベースの 1.2×10^5 から実橋ベースの 3.7×10^7 に増加すると断面上面における流れの再付着点が上流側に移動している。これに伴い、負圧力のピークも上流側に移行している。

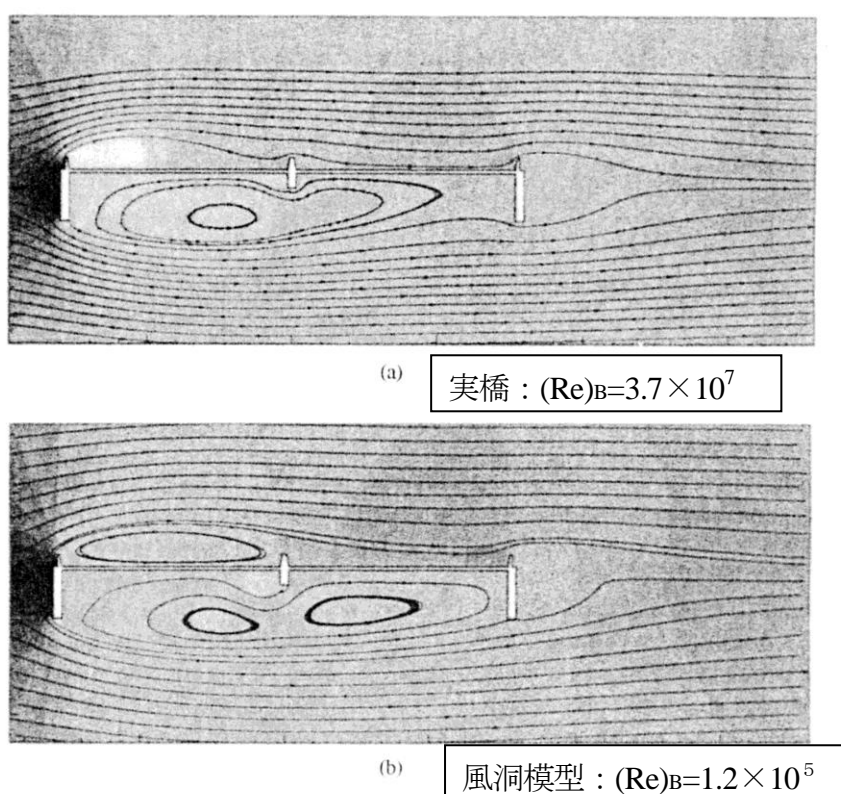


Fig. 15. Streamlines and pressure distributions around the Seohae bridge section for different Reynolds numbers (a) real scale model ($Re = 3.7 \times 10^7$), (b) wind tunnel model case ($Re = 1.2 \times 10^5$).

図-4.29 斜張橋 π 桁断面まわりの流れパターンの比較 (CFD 解析結果) (Jeong ら⁹⁾ の研究)

以上をまとめると、橋梁断面に及ぼすレイノルズ数効果によって、断面下面の上流端付近に生じる負圧力がレイノルズ数の増加とともに上流側へ移行する本研究と同様の傾向が、既往の研究において、逆台形断面⁸⁾や斜張橋 π 桁断面⁹⁾にも生じていることが報告されている。また、既往の研究⁸⁾において、高圧風洞における逆台形断面模型表面の可視化試験の結果、はく離せん断層の層流から乱流に遷移する点がレイノルズ数によって移動しているという推測が提案されている。これは、円柱断面や翼断面という代表的な断面における傾向と同様であるとしている。

4.4 ストローハル数と抗力係数の関係

本節では“80gratings”の三分力係数がレイノルズ数の影響を受けたことを、ストローハル数の面から考察することを目的とする。

周ら¹⁰⁾は、矩形断面 $B/D=2, 4, 6$ (B : 桁幅, D : 桁高) のストローハル数を計測した結果、レイノルズ数 5,000 以下において、偏平率 (B/D) が大きいとストローハル数に及ぼすレイノルズ数の影響が大きいことを指摘している。また、箱桁閉断面も矩形断面と同様の傾向にあるとしている。

Schewe ら¹¹⁾は、定常空気力係数にレイノルズ数効果が確認された逆台形断面のストローハル数 S_t と抗力係数 C_D の関係を次式で表現できるとしている。

$$S_t \times C_D = \text{一定} \quad (4.11)$$

ここで、 S_t : ストローハル数 $= f D / V$

f : 渦放出周波数 (Hz)

D : 桁高 (m)

V : 風速 (m/s)

C_D : 抗力係数

Schewe らが高圧風洞を用いた試験から求めたストローハル数と抗力係数の関係を図-4.30 に示す。亜臨界域から超臨界域へ移行する臨界域における円柱断面のストローハル数と抗力係数の関係と同様に、試験対象である逆台形断面の場合もレイノルズ数の増加に伴い、ストローハル数が増加し抗力係数が減少する傾向にある。両者の積である一定な数値を 0.13 としている。

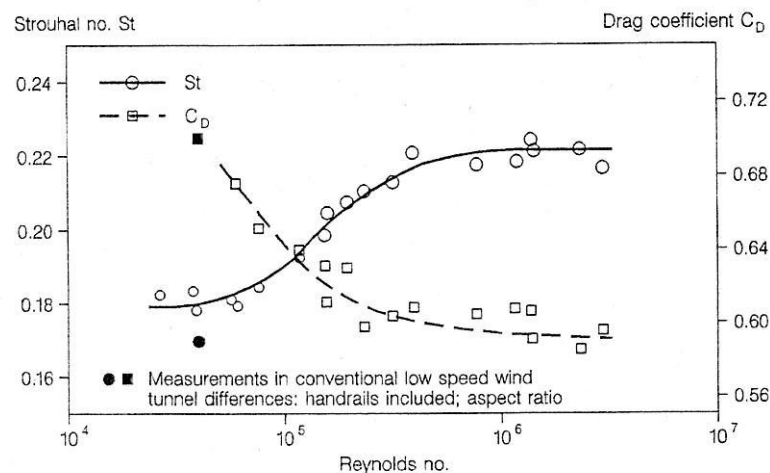


Fig. 4. Strouhal number S_t and drag coefficient C_D as a function of Reynolds number Re obtained for the Great Belt East Bridge approach span cross section.

図-4.30 ストローハル数と抗力係数の関係 (Schewe ら¹¹⁾の研究)

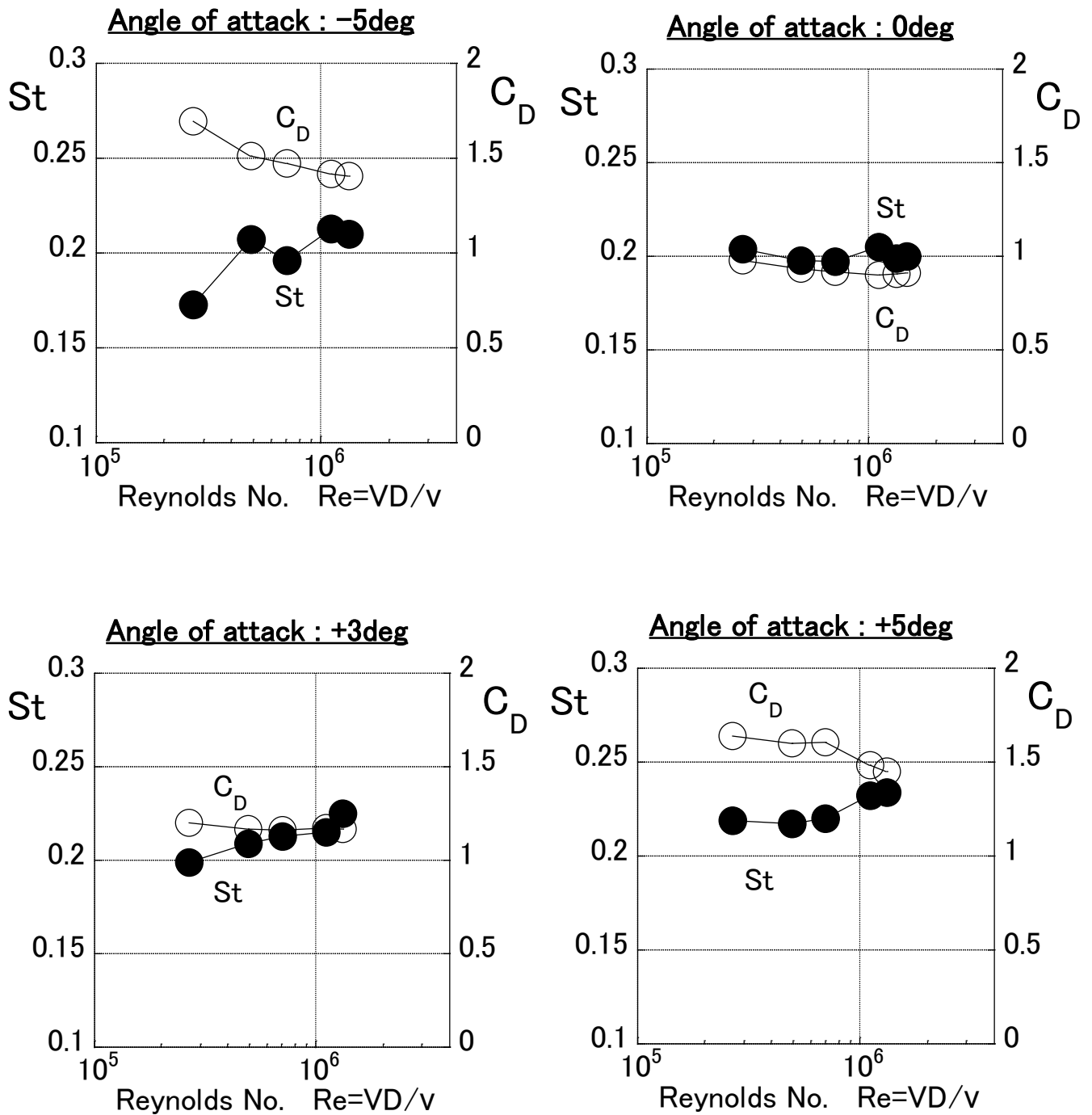
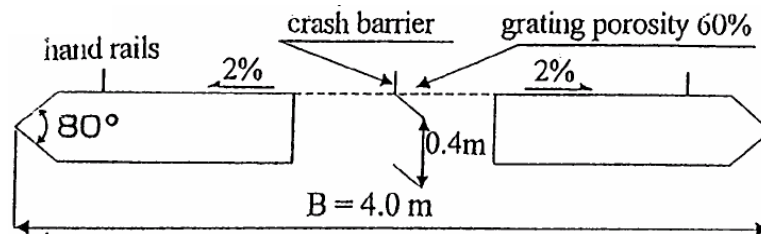


図-4.32 ストローハル数と抗力係数の関係 (“80gratings” 断面)

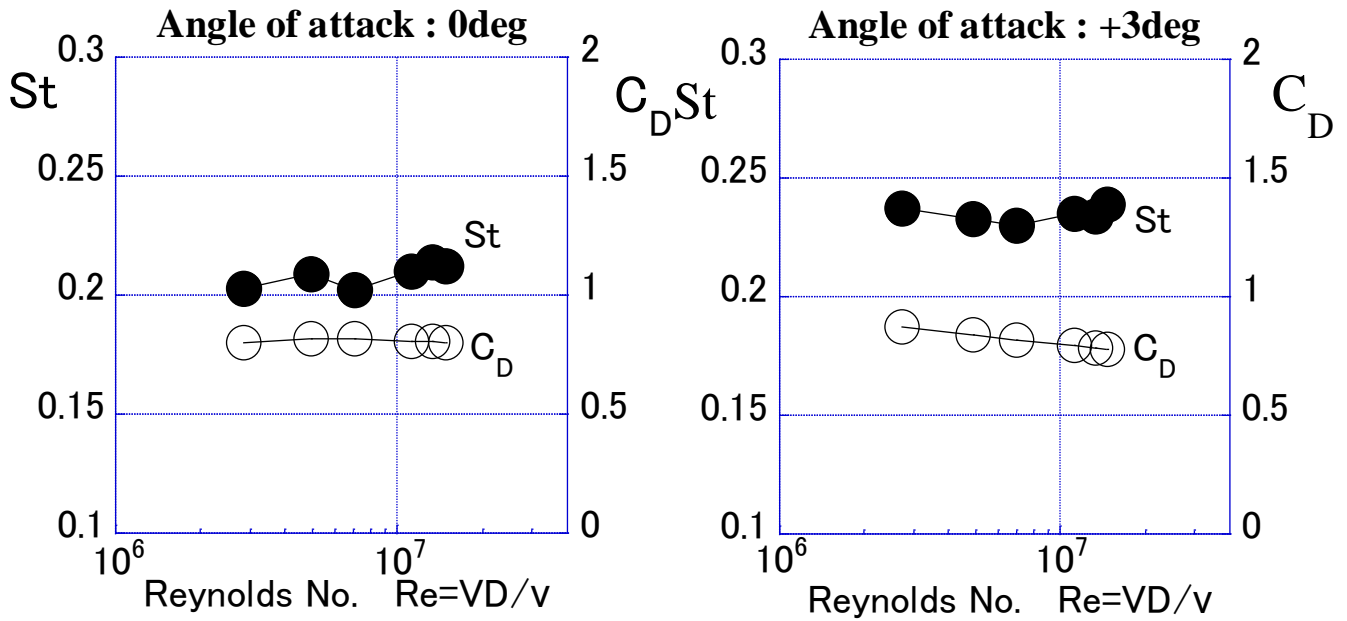
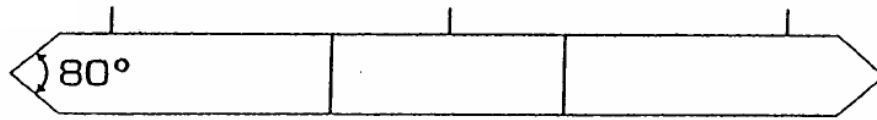


図-4.33 ストローハル数と抗力係数の関係(“80closed”断面)

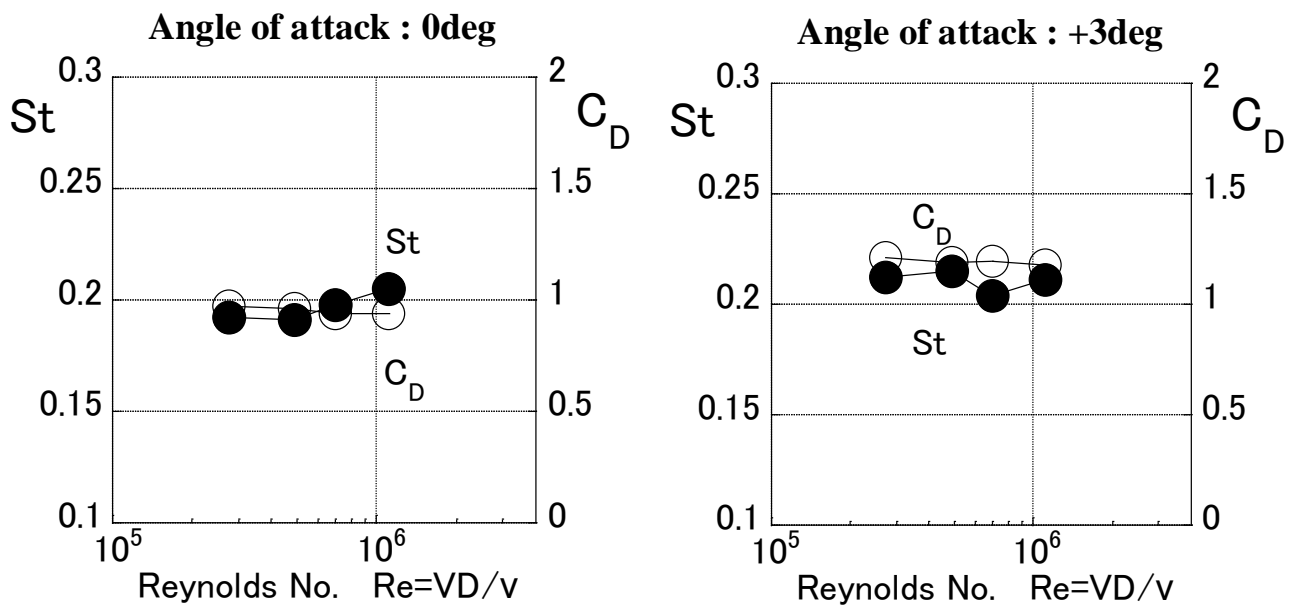
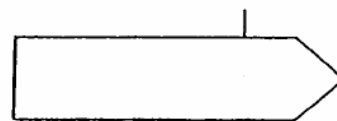
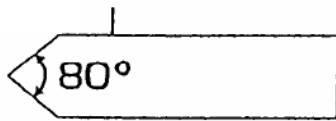


図-4.34 ストローハル数と抗力係数の関係(“80space”断面)

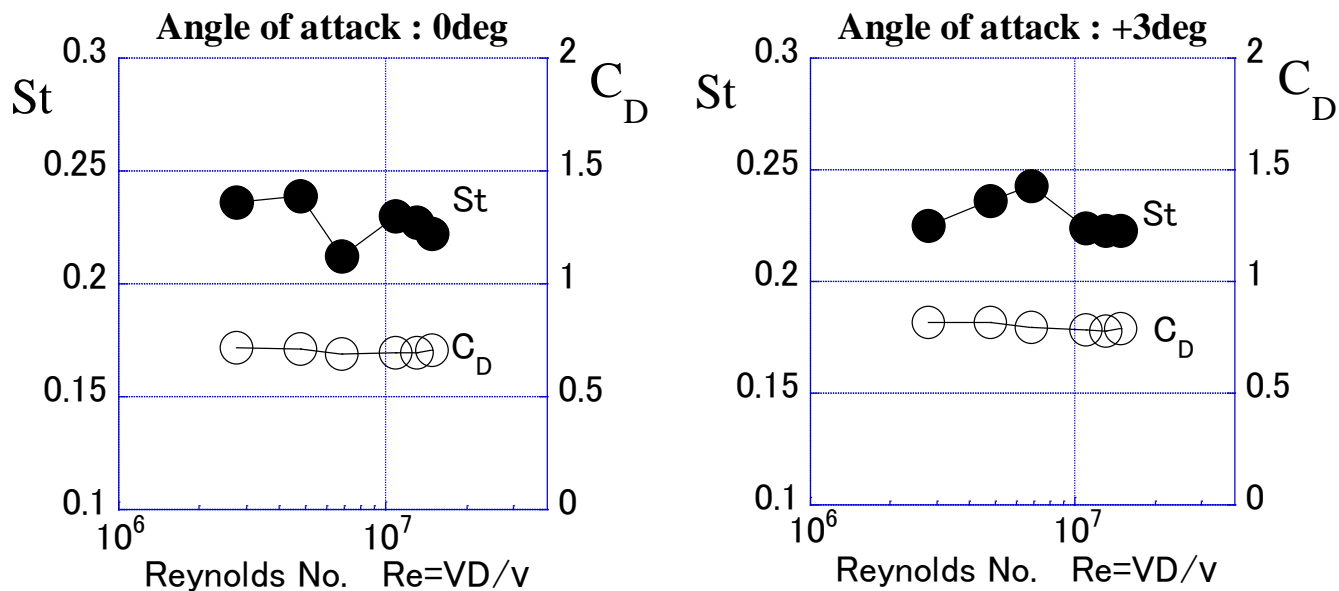
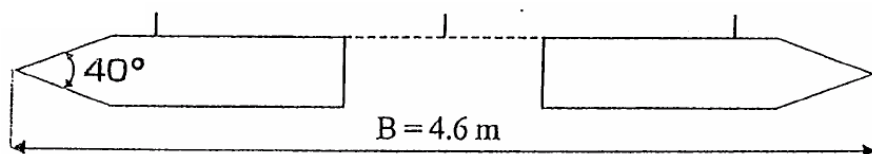


図-4.35 ストローハル数と抗力係数の関係(“40gratings”断面)

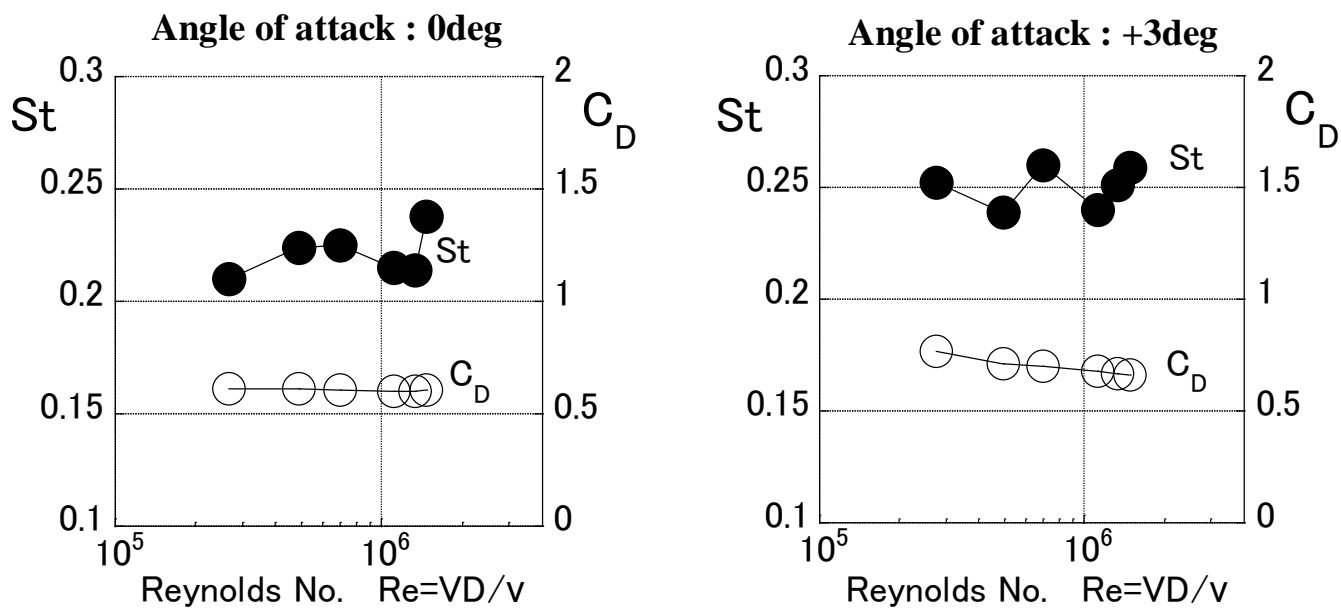
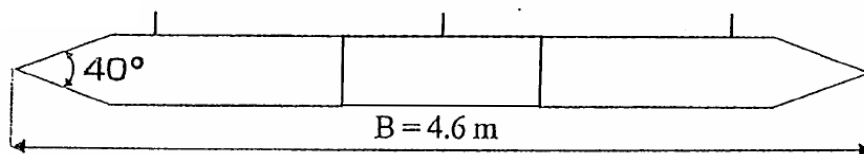


図-4.36 ストローハル数と抗力係数の関係(“40closed”断面)

さらに、抗力係数とストローハル数の関係について、他の橋梁断面を対象とした既往の試験結果について考察する。

図-4.24 において、ストーンカッター橋を対象にレイノルズ数と三分力係数の関係を示したが、図-4.37に示すようにレイノルズ数の増加に伴い、ストローハル数が大きくなる現象が確認されている³⁾。ただし、この場合は式(4.11)で示すような関係、すなわちレイノルズ数の増加に伴い、抗力係数は小さくなり、ストローハル数は大きくなる傾向と異なっている。図-4.37 からストローハル数が 2.5%増加する風洞風速は約 12m/s である。この場合のレイノルズ数の代表長は 1 箱桁分の桁幅 $B_m=19.5\text{m}/20=0.975\text{m}$ を採用しているので、レイノルズ数は 0.8×10^6 となる。図-4.24 からこのレイノルズ数における迎角 0 度の抗力係数は、レイノルズ数の増加に伴い、増加する傾向にある。しかし、レイノルズ数 0.8×10^6 における抗力係数は、 0.13×10^6 における縮尺 1/80 模型の抗力係数より小さい。したがって、レイノルズ数領域を大きくとると定性的には式(4.11)の傾向を満足している可能性がある。

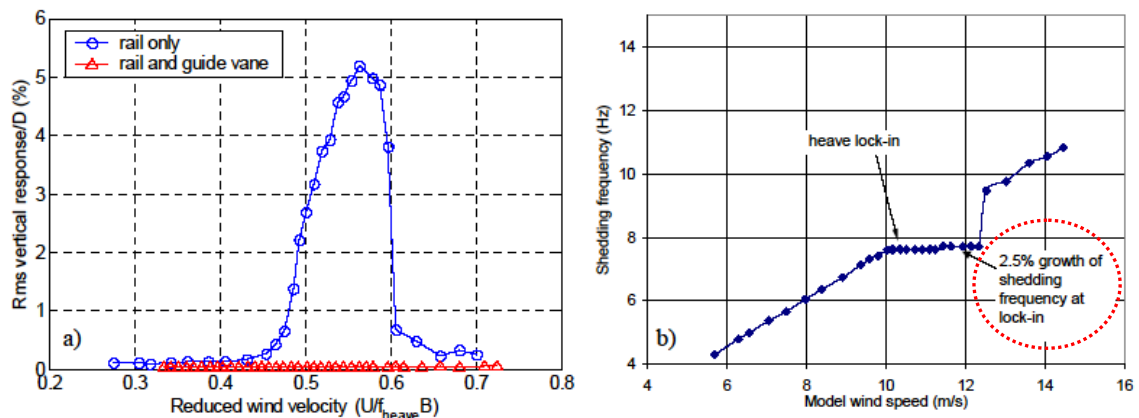


Figure 4. a) Wind-induced response as a function of reduced velocity and b) variations of the shedding frequency with model scale wind speed for the deck fitted with a maintenance gantry rail.

図-4.37 ストーンカッター橋のストローハル数 2.5%増の現象 (Larose ら³⁾ の研究)

本研究において、三分力係数にレイノルズ数効果が求められた橋梁断面（“80gratings”断面、図-4.32）について、式(4.11)に示す $S_t \times C_D$ とレイノルズ数の関係を図-4.38 に示す。Schewe¹¹⁾ らによって提案されているように、 $S_t \times C_D = \text{一定}$ の関係が成り立つことが本研究でも確認された。

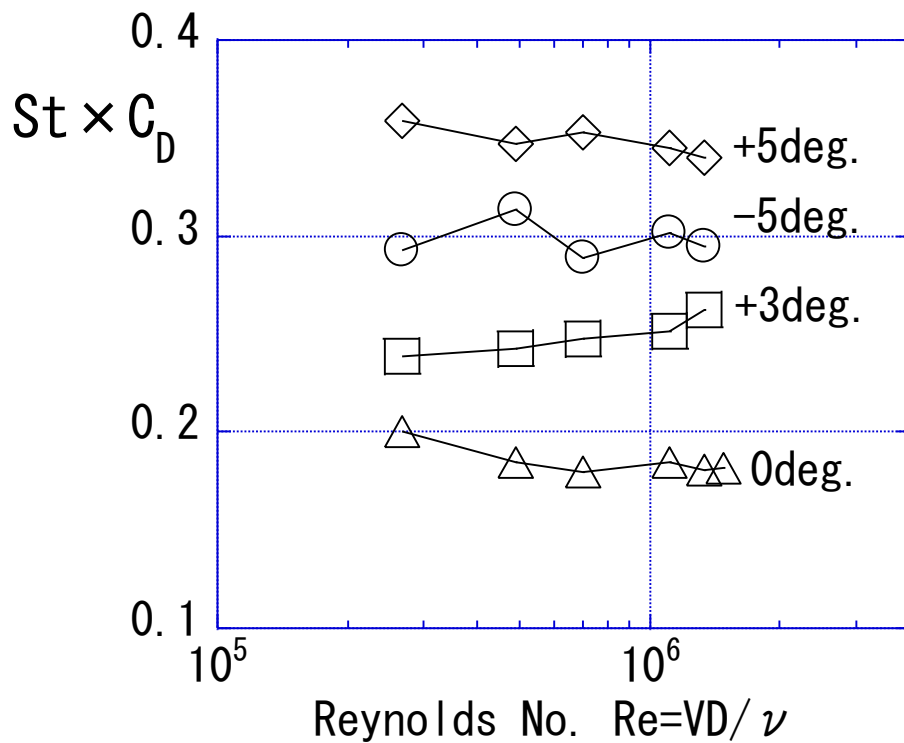


図-4.38 レイノルズ数と $St \times C_D$ の関係 (“80gratings” 断面)

4.5 まとめ

本章では、前章において基本的な充複断面である円柱断面の定常空気力に及ぼすレイノルズ数効果について述べたことを踏まえて、具体的な充複断面として橋梁の橋桁断面を対象に定常空気力に及ぼすレイノルズ数効果について考察を行った。高レイノルズ数を確保してかつ広範囲におけるレイノルズ数領域における定常空気力を計測するため、大きさの異なる3種類の風洞および橋梁部分模型を用いた。得られた主要な結果は、次のとおりである。

- (1) 研究対象の橋梁断面の定常空気力係数である三分力係数の計測値から判断すると、レイノルズ数効果の大きい断面は、フェアリング先端角度 80 度、開口部にグレーチングが配置された “80gratings” (図-4.14) とフェアリング先端角度 80 度、開口部にグレーチングがない “80space” (図-4.16) である。とくに-2 度以下および+3 度以上の迎角において、レイノルズ数の増加とともに揚力係数および空力モーメント係数が徐々に変化していく傾向となっている。反対に、迎角 0 度ではレイノルズ数効果が小さい結果となった。この迎角 0 度における傾向は、レイノルズ数 $0.2 \times 10^6 \sim 1.7 \times 10^6$ に

における縮尺 1/10 模型によるノルマンディー橋の試験結果²⁾と同様である。

また，“80gratings”と“80space”の定常空気力係数はほぼ等しいことから、両者の違いである充実率 40%のグレーチング模型の有無が空気力係数に与える影響は小さいことが分かった。さらに、このグレーチングについて、松本ら^{4), 5), 6)}は平板に近い断面形状を有する橋梁断面を対象に、グレーチングの開口率、開口位置を変化させて、三分力特性、非定常空気力特性およびフラッター特性に与える影響を調べている。その結果、三分力係数に与えるレイノルズ数効果は、グレーチングの位置、開口位置に依存し、レイノルズ数効果は開口部の存在そのものが原因と考えられるとしている。このことは、本研究結果と整合しており、開口部を有する橋梁断面の耐風安定性を検討する場合には、レイノルズ数効果に十分注意を払う必要があると考えられる。

(2) 橋梁断面に及ぼすレイノルズ数効果によって、断面下面の上流端付近に生じる負圧力がレイノルズ数の増加とともに上流側へ移行する傾向があることが分かった。同様の傾向が、既往の研究において、逆台形断面⁸⁾や斜張橋 π 桁断面⁹⁾にも生じていることが報告されている。また、同様に既往の研究⁸⁾において、高圧風洞における逆台形断面模型表面の可視化試験の結果、円柱断面や翼断面と同様に亜臨界域、超臨界域、極超臨界域とレイノルズ数の変化とともに離せん断層の層流から乱流に遷移する点がレイノルズ数によって移動しているという推測が提案されている。本研究の“80gratings”断面でも同様の流れパターンとなって、レイノルズ数効果が生じたものと推察される。

(3) 橋梁断面“80gratings”の三分力係数にレイノルズ数効果が認められた迎角においてストローハル数を計測した結果、レイノルズ数の増加とともにストローハル数も増加する傾向にあることが分かった。そのとき抗力係数は減少傾向にあり、Schewe¹¹⁾らによって提案されているように、 $S_t \times C_D = \text{一定}$ の関係が成り立つことが本研究でも確認された。

参考文献

- 1) 本州四国連絡橋公団：本州四国連絡橋風洞試験要領(2001)・同解説(2001)，2001年8月。
- 2) C. Barre, G. Barnaud: High Reynolds number simulation techniques and their application to shaped structures model test, *Proc. of the 1st IAWC European and African Regional Conf. on Wind Engineering*, Guernsey, UK, 1993, pp. 83-93.
- 3) G. L. Larose, S. V. Larsen, A. Larsen, M. Hui and A. G. Jensen : Sectional model experience at high Reynolds number for the deck of a 1018 m span cable-stayed bridge, *Proceedings of 11th International Conference on Wind Engineering*, Lubbock, Texas, USA, 2003, pp.373-380.
- 4) 松本 勝, 中島亘章, 谷脇好徳, 四條利久磨：グレーチング付き桁断面のフラッター特性, 第 16 回風工学シンポジウム論文集, 2000 年, pp. 339-344.
- 5) M. Matsumoto, N. Nakajima, Y. Taniwaki, R. Shijo: Grating effect on flutter instability, *J. Wind Eng. Ind. Aerodyn.* 89, 2001, pp.1487-1497.
- 6) 四條利久磨, 松本 勝, 中島亘章, 谷脇好徳, : 超長大橋桁断面のグレーチング配置及び開口率の変化によるフラッター特性, 土木学会第 55 回年次学術講演会講演概要集, I-B58, 2000 年 9 月。
- 7) K. Matsuda, K.R. Cooper, H. Tanaka, M. Tokushige, T. Iwasaki: An investigation of Reynolds number effects on the steady and unsteady aerodynamic forces on a 1:10 scale bridge deck section model, *J. Wind Eng. Ind. Aerodyn.* 89, 2001, pp.619-632.
- 8) G. Schewe: Reynolds number effects in flow around more-or-less bluff bodies, *J. Wind Eng. Ind. Aerodyn.* 89, 2001, pp.1267-1289.
- 9) U. Y. Jeong, H. M. Koh, H. S. Lee: Finite element formulation for the analysis of the RNG k- ϵ model, *J. Wind Eng. Ind. Aerodyn.* 90, 2002, pp.151-169.
- 10) 周 建芹, 久保喜延, 広中忠孝, 田崎賢治：構造断面柱のストローハル数に及ぼすレイノルズ数効果について, 土木学会西部支部研究発表会講演概要集, I-47, 1992 年 3 月, pp. 114-115.
- 11) G. Schewe, A. Larsen: Reynolds number effects in the flow around a bluff bridge deck cross section, *J. Wind Eng. Ind. Aerodyn.* 74-76, 1998, pp.829-838.

第5章 橋梁断面の非定常空気力に及ぼすレイノルズ数効果

5.1 概要

長大橋梁のフラッター特性を推定する場合、現在の技術レベルから判断すると最も信頼性の高い手法は、3次元弾性模型を用いた全橋模型試験であろう。しかし、通常実橋のレイノルズ数に比べ風洞試験のそれは $10^2 \sim 10^3$ オーダーが小さく、レイノルズ数の相似条件を満足できないこと、模型製作費を含め試験費用が高コストであること、主塔断面形状や橋桁断面形状のパラメトリックスタディーに難があることなどの理由から、この手法の採用が見送られることもある。

この全橋模型試験に代わる手法は、橋桁部分模型に作用する非定常空気力を風洞試験から求め、得られた空気力を橋梁全体系の運動方程式の外力として入力し、フラッター解析プログラムによって、解析的にフラッター特性を推定する方法である。本章では、この方法で使用する非定常空気力係数に着目する。

非定常空気力係数は、一般的に、断面形状、レイノルズ数、無次元振動数、迎角、振幅に依存するものであるが、これらのうちレイノルズ数依存性については従来あまり考慮されていなかった。このことは非定常空気力が、一般的に構造物用の低風速風洞において、縮尺模型を用いて計測されることから風洞試験の制約上やむを得ないことであった。

本章では、前章と同じ橋桁断面を検討対象として、レイノルズ数が長大橋の橋桁断面に作用する非定常空気力に与える影響について考察する。

5.2 非定常空気力の表現

5.2.1 平板翼に作用する非定常空気力

1950年 Bleich¹⁾ が Tacoma Narrows 橋の落橋事故の原因を調査した際、Theodorsen²⁾ が考えた平板翼に作用する非定常空気力を吊橋の運動方程式に適用して、トラス補剛吊橋の曲げねじれフラッターが発生する可能性を指摘している。

微小な一定振幅の鉛直たわみ・ねじれ2自由度の調和振動中の2次元平板剛翼に作用する非定常揚力および非定常空力モーメントは、次式で表される。

$$L = -\pi\rho b^2 \left\{ \ddot{\eta} + V\dot{\theta} - ba\ddot{\theta} \right\} - 2\pi\rho VbC(k) \left\{ \dot{\eta} + V\theta + b\left(\frac{1}{2} - a\right)\dot{\theta} \right\} \quad (5.1)$$

$$M = \pi\rho b^3 \left\{ a\ddot{\eta} - V\left(\frac{1}{2} - a\right)\dot{\theta} - b\left(\frac{1}{8} + a^2\right)\ddot{\theta} \right\} + 2\pi\rho Vb^2 \left(a + \frac{1}{2} \right) C(k) \left\{ \dot{\eta} + V\theta + b\left(\frac{1}{2} - a\right)\dot{\theta} \right\} \quad (5.2)$$

ここで、 L ：非定常揚力（下向き正）

M ：非定常空力モーメント（頭上げ正）

ρ : 空気密度, b : 半弦長, V : 風速, a : 図-5.1 参照,
 η : 鉛直たわみ変位 (下向き正), θ : ねじれ変位 (頭上げ正),

$$C(k) : \text{Theodorsen 関数} \{=F(k)+iG(k)\} = \frac{H_1^{(2)}(k)}{H_1^{(2)}(k) + iH_0^{(2)}(k)} \quad (5.3)$$

$H_n^{(2)}(k)$: n 階の第 2 種 Hankel 関数

k : 無次元振動数($=\omega b/V$)

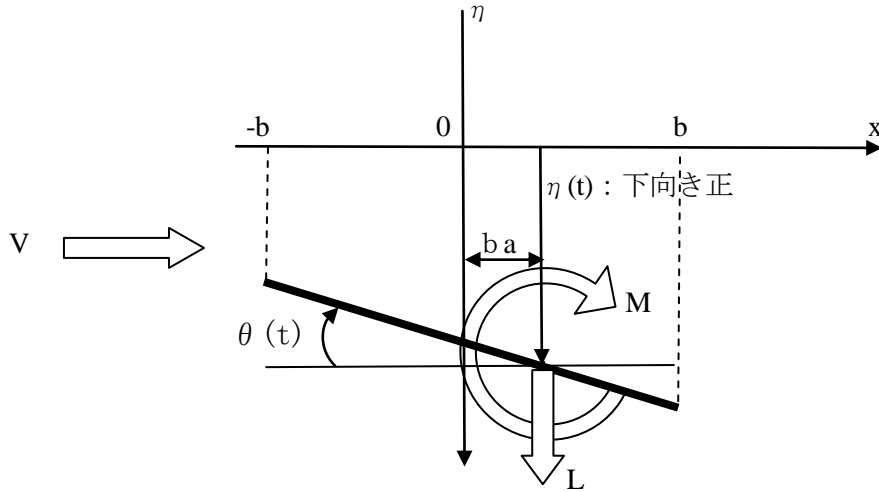


図-5.1 2次元平板剛翼の振動系

これらの非定常空気力の特徴は、次のようである。

- ①振動変位, 速度, 加速度の関数であること.
- ②微小振動を仮定していることから線形関数となっていること
- ③空気力が連成項をもつこと.
- ④複素関数である Theodorsen 関数 $C(k)$ を含むこと. これは, 準定常空気力と非定常空気力の比を表す.

したがって, 非定常空気力は準定常空気力より位相が遅れることになり, この位相遅れが平板の連成フラッター-に大きく影響する.

しかし, 上記の Bleich の Flutter 理論は, 風洞試験値と計算値の比較からあらゆる吊橋に適用するには無理な点があることが報告されている³⁾. 例えば, 一般にフラッター風速の理論値は風洞試験から得られるフラッター風速よりかなり高い傾向にある. この主な理由は, 吊橋補剛桁断面から気流がはく離することに起因して, Flutter 理論の基本であるポテンシャル流の仮定が成立しないことから, 断面に作用する非定常空気力が式(5.1), 式(5.2)の理論式と異なっているためと考えられる^{3), 4)}. したがって, 検討対象の橋梁断面の非定常空気力を精度よく求めるためには, 主として風洞試験によって計測する方法が選択されている. しかし, 近年数値流体解析 (CFD) を用いて非定常空気力を解析的に算出する方法が精力的に行われている⁵⁾.

5.2.2 航空工学の分野における表現

風速 V において、部分模型が円振動数 ω で鉛直たわみ・ねじれの連成振動をしているとき、模型に作用する非定常空気力は次のように表現される。

$$D = \pi \rho B^2 A n \omega^2 \left\{ (C_{D\eta R} + i C_{D\eta i}) \frac{\eta}{B} + (C_{D\theta R} + i C_{D\theta i}) \theta \right\} \quad (5.4)$$

$$L = \pi \rho B^3 \omega^2 \left\{ (C_{L\eta R} + i C_{L\eta i}) \frac{\eta}{B} + (C_{L\theta R} + i C_{L\theta i}) \theta \right\} \quad (5.5)$$

$$M = \pi \rho B^4 \omega^2 \left\{ (C_{M\eta R} + i C_{M\eta i}) \frac{\eta}{B} + (C_{M\theta R} + i C_{M\theta i}) \theta \right\} \quad (5.6)$$

ここで、 D, L, M ：非定常抗力，非定常揚力，非定常空力モーメント，

ρ ：空気密度， B ：桁幅， An ：橋桁投影面積， ω ：円振動数，

η ：鉛直たわみ変位（上向き正，桁幅中央点における変位）

θ ：ねじれ変位（頭上げ正）

C_{XYZ} ：非定常空気力係数（無次元振動数 $k = fB/V$ の関数， f ：振動数， V ：風速）

本研究における非定常空気力係数は、この方法にしたがって表現する。

5.2.3 Scanlan の表現⁶⁾

鉛直たわみとねじれの連成振動をする橋桁断面に作用する非定常抗力 D ，非定常揚力 L および非定常空力モーメント M は、Scanlan によって提案された非定常空気力係数を用いて以下のように表現される。

$$D = \frac{1}{2} \rho (2b) V^2 \left(k P_1^* \frac{\dot{\eta}}{V} + k P_2^* \frac{b \dot{\phi}}{V} + k^2 P_3^* \phi + k^2 P_4^* \frac{\eta}{b} \right) \quad (5.7)$$

$$L = \frac{1}{2} \rho (2b) V^2 \left(k H_1^* \frac{\dot{\eta}}{V} + k H_2^* \frac{b \dot{\phi}}{V} + k^2 H_3^* \phi + k^2 H_4^* \frac{\eta}{b} \right) \quad (5.8)$$

$$M = \frac{1}{2} \rho (2b^2) V^2 \left(k A_1^* \frac{\dot{\eta}}{V} + k A_2^* \frac{b \dot{\phi}}{V} + k^2 A_3^* \phi + k^2 A_4^* \frac{\eta}{b} \right) \quad (5.9)$$

ここで、 D ：単位長あたりの非定常抗力

L ：単位長あたりの非定常揚力（下向き正）

M ：単位長あたりの非定常空力モーメント（頭上げ正，桁幅中央点まわり）

η ：鉛直たわみ変位（下向き正，桁幅中央点における変位）

：ねじれ変位（頭上げ正）

$(\dot{\cdot})$ ：時間微分， V ：風速， ρ ：空気密度， b ：桁幅の 1/2 長さ

k : 無次元振動数 ($b \omega / V$), ω : 円振動数

P_i^* , H_i^* , A_i^* : 非定常空気力係数

松本ら⁷⁾は、非定常揚力および非定常空力モーメントに関する8個の非定常空気力係数は、振動する断面まわりの変動圧力特性に支配され、各係数が全く独立に存在するわけではないとして、鉛直たわみとねじれ振動の空気力の相似性から無次元振動数 k を介して、近似的に次の従属性が存在することを示している。

$$H_3^* = \frac{H_1^*}{k} \quad (5.10)$$

$$H_2^* = -\frac{H_4^*}{k} \quad (5.11)$$

$$A_3^* = \frac{A_1^*}{k} \quad (5.12)$$

$$A_2^* = -\frac{A_4^*}{k} \quad (5.13)$$

さらに、松本ら⁸⁾は、2次元平板の Wagner 関数に相当する等価 Wagner 関数を考慮することにより、 H_1^* と H_4^* 、 H_2^* と H_3^* 、 A_1^* と A_4^* 、 A_2^* と A_3^* の間にも従属性が存在することを示している。その結果、フラッターを安定化させるために、このような従属関係を考慮して、断面に発生する変動圧力特性を操作することにより、最適な非定常空気力係数をもつ断面を開発できるようになった。

5.2.4 準定常的な表現

鉛直たわみとねじれの連成振動をする桁断面に作用する非定常抗力 D 、非定常揚力 L および非定常空力モーメント M は、準定常的な表現方法を用いると以下のように表わされる。

$$D = \frac{1}{2} \rho V^2 A n \left\{ \left(C_{D\eta R}' + i C_{D\eta i}' \right) \frac{\eta}{B} + \left(C_{D\theta R}' + i C_{D\theta i}' \right) \theta \right\} \quad (5.14)$$

$$L = \frac{1}{2} \rho V^2 B \left\{ \left(C_{L\eta R}' + i C_{L\eta i}' \right) \frac{\eta}{B} + \left(C_{L\theta R}' + i C_{L\theta i}' \right) \theta \right\} \quad (5.15)$$

$$M = \frac{1}{2} \rho V^2 B^2 \left\{ \left(C_{M\eta R}' + i C_{M\eta i}' \right) \frac{\eta}{B} + \left(C_{M\theta R}' + i C_{M\theta i}' \right) \theta \right\} \quad (5.16)$$

ここで、 D, L, M : 非定常抗力, 非定常揚力, 非定常空力モーメント,

ρ : 空気密度, V : 風速, An : 橋桁投影面積, B : 桁幅,

η : 鉛直たわみ変位 (上向き正, 桁幅中央点における変位)

θ : ねじれ変位 (頭上げ正)

C_{XYZ}' : 非定常空気力係数

なお, 5.2.2 で示した航空工学の分野における表現における非定常空気力係数と本節における非定常空気力係数の関係は次のようである.

$$C_{D\eta R}' = 8\pi^3 k^2 C_{D\eta R}, \quad C_{D\eta i}' = 8\pi^3 k^2 C_{D\eta i} \quad (5.17)$$

$$C_{D\theta R}' = 8\pi^3 k^2 C_{D\theta R}, \quad C_{D\theta i}' = 8\pi^3 k^2 C_{D\theta i} \quad (5.18)$$

$$C_{L\eta R}' = 8\pi^3 k^2 C_{L\eta R}, \quad C_{L\eta i}' = 8\pi^3 k^2 C_{L\eta i} \quad (5.19)$$

$$C_{L\theta R}' = 8\pi^3 k^2 C_{L\theta R}, \quad C_{L\theta i}' = 8\pi^3 k^2 C_{L\theta i} \quad (5.20)$$

$$C_{M\eta R}' = 8\pi^3 k^2 C_{M\eta R}, \quad C_{M\eta i}' = 8\pi^3 k^2 C_{M\eta i} \quad (5.21)$$

$$C_{M\theta R}' = 8\pi^3 k^2 C_{M\theta R}, \quad C_{M\theta i}' = 8\pi^3 k^2 C_{M\theta i} \quad (5.22)$$

ただし, k : 無次元振動数 ($=fB/V$), f : 振動数, B : 桁幅, V : 風速

5.2.5 準定常空気力

ここでは, すべての非定常空気力係数を準定常理論で表現する. ただし, 次の3つの前提条件に基づいている.

- (1) 準定常空気力は, 風軸方向座標系で表現する. フラッター解析プログラム内部で, 風軸座標系から全体座標系への変換を行う.
- (2) 微小振動を仮定する.
- (3) 振動は, 正弦波を仮定する.

上記の前提で, 算出された準定常空気力をマトリックス表現すると, 次式のように表される.

$$\begin{Bmatrix} L \\ D \\ M \end{Bmatrix} = \frac{1}{2} \rho \begin{bmatrix} Q_{Ly} & Q_{Lz} & Q_{L\theta} \\ Q_{Dy} & Q_{Dz} & Q_{D\theta} \\ Q_{My} & Q_{Mz} & Q_{M\theta} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y \\ z \\ \theta \end{Bmatrix} \quad (5.23)$$

$$Q_{Ly} = i\omega \left[B \frac{dC_L}{d\alpha} (-V) + A_n C_D (-V) \right] \quad (5.24)$$

$$Q_{Lz} = i\omega B C_L (-2V) \quad (5.25)$$

$$Q_{L\theta} = B \frac{dC_L}{d\alpha} V^2 + A_n C_D V^2 \quad (5.26)$$

$$Q_{Dy} = i\omega \left[A_n \frac{dC_D}{d\alpha} (-V) - BC_L (-V) \right] \quad (5.27)$$

$$Q_{Dz} = i\omega A_n C_D (-2V) \quad (5.28)$$

$$Q_{D\theta} = A_n \frac{dC_D}{d\alpha} V^2 - BC_L V^2 \quad (5.29)$$

$$Q_{My} = i\omega \left[B^2 \frac{dC_M}{d\alpha} (-V) \right] \quad (5.30)$$

$$Q_{Mz} = i\omega B^2 C_M (-2V) \quad (5.31)$$

$$Q_{M\theta} = B^2 \frac{dC_M}{d\alpha} V^2 \quad (5.32)$$

ここで、 ρ : 空気密度、 ω : 円振動数、 B : 桁幅、 A_n : 単位長あたり桁投影面積、 V : 風速、 C_D, C_L, C_M : 定常空気力係数

5.3 非定常空気力計測方法

5.3.1 計測方法

橋桁に作用する非定常空気力の計測方法は、一般的に次の2種類の方法がある。

- 強制加振法 河島ら⁹⁾によって開発され、笠口、坂田^{10), 11)}が吊橋模型に対して応用された方法である。気流中で模型を強制振動させ、非定常空気力をストレイン・ゲージで取り出すものである。
- 自由振動法 気流中で2次元剛体模型を自由振動させ、そのときの応答振動数、応答対数減衰率、鉛直たわみ・ねじれの振幅比、鉛直たわみ・ねじれの位相差を計測して、非定常空気力を逆算する方法である¹²⁾。

本研究では強制加振法による計測方法で非定常空気力を計測した。ただし、これは橋梁が調和振動をしているという前提に基づいている。したがって、強制加振法で得られた非定常空気力係数は、振幅に依存することもあり得る。

フラッタ-解析は本質的に複素固有値解析であることから、得られる固有値は一般的に複素数となる。複素数解は橋桁が負減衰を含む一般減衰振動状態にあることを示しているので、解析の前提である調和振動と一致しない。そのため、岩本ら^{13), 14)}は、フラッタ-解析の精緻化を目的として、一般振動下の非定常空気力を用いたフラッタ-解析手法を提案している。しかし、平板翼空気力を中央スパン 2,500m 級吊橋解析モデルに適用した解析結果によると、一般減衰振動下の非定常空気力を用いた解析結果である一般 Theodorsen 関数の虚部 G と調和振動下の非定常空気力を用いた解析結果である Theodorsen 関数

の虚部 G は、最大約 7%（ねじれモード分岐の正減衰の最大ピークの応答減衰）の偏差である。また、フラッタ-解析の目的は、フラッタ-限界風速を精度良く求めること、すなわち応答対数減衰率 $\delta = 0$ である風速を求めることである。よって、このフラッタ-限界風速付近では $\delta \approx 0$ であることから強制加振法で計測された調和振動時の空気力を解析に用いても問題ないと考えられる。本研究では、この考え方にに基づき、強制加振法による調和振動時の非定常空気力を計測することにした。

5.3.2 強制加振法における無次元振動数の変化方法

非定常空気力係数は一般的に断面形状、迎角、レイノルズ数、および無次元振動数 k ($= f B / V$, f : 振動数, B : 桁幅, V : 風速) の関数である。この中で無次元振動数を変化させる方法として、次の 2 通りが考えられる。

① 風速を固定して加振振動数を変化させる方法

② 加振振動数を固定して風速を変化させる方法

本研究では②を採用した。この理由は、強制加振法における非定常空気力は、有風時計測値 (= 空気力 + 微小な慣性力) - 無風時計測値 (= 微小な慣性力) から算出されるが、①を採用すると加振振動数ごとに無風時計測する必要があるのに対し、②の場合は無風時計測が 1 回のみであることから、試験時間の短縮化が図れるためである。①、②の方法による計測値の比較を低レイノルズ数領域で別途実施したが、小さい無次元振動数領域において、 $C_{M\alpha}$ 、 $C_{M\eta R}$ に差異があったが、その他の係数についてはほぼ一致した¹⁵⁾。

5.3.3 同一無次元振動数における非定常空気力係数のレイノルズ数変化方法

同一の無次元振動数 k において、振動数 f と風速 V は比例関係にあることを利用して、同一無次元振動数における非定常空気力係数のレイノルズ数を変化させた。

例えば、初めに加振振動数を $f = 0.44\text{Hz}$ に固定して風洞風速を $9.7\text{m/s} \sim 15.3\text{m/s}$ の範囲で変化させた場合、無次元振動数 k は、 $0.114 \sim 0.181$ となる（桁幅 $B = 3.98\text{m}$ ）。次に、加振振動数を $f = 1.583\text{Hz}$ に固定して、風洞風速を $35.0\text{m/s} \sim 55.0\text{m/s}$ で変化させると無次元振動数 k は、 $0.115 \sim 0.180$ となる。したがって、同一の無次元振動数範囲において、レイノルズ数のみが異なる複数の非定常空気力係数のセットを得ることができる。

5.3.4 鉛直たわみ加振方向

風洞内で迎角を模型に与えるとき、一般に気流方向を変化させることは困難であるので、模型を所要の角度に傾けることにより相対的に気流方向との間に迎角を設定する。非定常空気力を強制加振させて計測する場合、鉛直たわみの加振方向を迎角の大きさに無関係に上下鉛直方向にする方法と、迎角に合

わせて模型の構造軸に一致させる方法がある。ばね支持試験装置は、いずれの方法にも対応可能であるが、非定常空気力を計測する場合、計測装置自体に回転機構がないため、前者の方法を採用せざるを得ない。この方法を採用するための前提条件は、迎角が小さい範囲内においては、これら2つの方法による計測値の差異が十分小さいことである。実際に、この2つの方法による非定常空気力係数の差異を検討した2つの研究例について述べる。

一つ目は、明石海峡大橋補剛桁試設計案の一つの基本断面を対象に、前述の2つの異なる加振方法で計測非定常空気力係数を比較した研究¹⁶⁾である。迎角は ± 3 度であったが、両者の計測値に少なからずばらつきが認められている。しかし、計測空気力を用いたフラッター風速解析値の差は10%であることから、認めるべき誤差範囲としての見方もあり得ると結論付けている。

二つ目は、偏平六角形箱桁断面を対象に、 -9 度から $+9$ 度の迎角範囲において、鉛直たわみ振動による非定常空気力係数を先述の2つの方法で比較した研究¹⁷⁾である。迎角が非常に大きいにもかかわらず2つの方法による係数の差は小さい結果となっている。

5.3.5 空気力の重ね合わせの妥当性

フラッター振動時は、鉛直たわみ振動とねじれ振動が位相差をもって連成して振動する。この連成状態の橋桁模型に作用する空気力は、鉛直たわみ振動単独、ねじれ振動単独の加振振動から得られた空気力の線形重ね合わせから求められる。したがって、非定常空気力を計測する前提条件として、この空気力の重ね合わせが成立することが挙げられる。

空気力の重ね合わせの妥当性を確認する方法として次の2つの方法が考えられる。

- ① 鉛直たわみ振動単独、ねじれ振動単独から得られた空気力から連成時の空気力を算出し、別途同じ条件のもとで、実験的に連成時の非定常空気力を計測し、両者を比較する直接的方法。
- ② ばね支持試験から得られた応答対数減衰率や応答振動数等のフラッター特性試験値と、同じ振動条件の部分模型解析モデルに計測非定常空気力係数を載荷させて得られたフラッター特性解析値を比較することにより計測非定常空気力係数の妥当性を確認する間接的方法

本研究では、「5.6.3 フラッター解析結果」において、②の方法を用いて空気力の重ね合わせの妥当性を確認する。

5.4 フラッター解析

5.4.1 フラッター解析概要

本研究で実施するフラッター解析は、次の2つの仮定を前提としている。

①モード解析法の適用

フラッター-応答は、固有振動モードの線形重ね合わせで表現できるものとする。

②ストリップ理論の適用

3次元構造物の対風応答解析に部分模型を用いて得られた2次元空気力を用いることができると仮定する。これは言い換えれば、橋軸方向変断面桁のある個所に作用する空気力は、その個所の断面形状のみにより決定され、橋軸方向の橋桁断面変化の影響を無視できるという仮定に対応する。

フラッタ-解析は複素固有値解析をベースとしているが、その概要¹⁸⁾は次のとおりである。

モード解析法に基づく解析であることから、フラッタ-応答を表現するのに十分な次数 $i=1 \sim n$ までの橋梁全体構造系の固有振動数と固有振動モードを固有振動解析から求める。この際、長大吊橋など高風速において橋桁の静的ねじれ変形が大きくなると予想され、かつ非定常空気力係数が迎角によって大きく数値が変化する場合、フラッタ-解析を実施する各風速において風荷重静的変形を考慮した固有振動数および固有振動モードを求めることが肝要である^{19)～26)}。

固有円振動数 ω_j

固有振動モード $\phi_j(x)$

ここで、 j ：固有振動次数、 x ：橋軸方向座標

次に、フラッタ-応答変位を固有振動モードの線形重ね合わせと応答減衰を含む時間関数の積で次式のように表現する。

$$y(x,t) = \sum_j \phi_j(x) q_j(t) \quad (5.33)$$

ここで、 $y(x,t)$ ：フラッタ-応答変位、 x ：橋軸方向座標、 t ：時間

$\phi_j(x)$ ： j 次固有振動モード

$q_j(t)$ ：基準座標 $= e^{i\beta t}$

$\beta := \omega - i\mu$ ω ：応答円振動数、 $i := \sqrt{-1}$ 、 μ ： $=$ 応答振動数 $f \times$ 応答対数減衰率 δ

したがって、運動方程式は次のようになる。

$$[M]\{\ddot{y}\} + [C]\{\dot{y}\} + [K]\{y\} = [F_R]\{y\} + [F_I]\{\dot{y}\} \quad (5.34)$$

ここで、 $[M]$ ：質量マトリックス、 $[C]$ ：減衰マトリックス、 $[K]$ ：剛性マトリックス、 $[F_R]$ ：非定常空気力マトリックス変位比例項、 $[F_I]$ ：非定常空気力マトリックス速度比例項、 $\{\ddot{y}\}$ ：加速度ベクトル、 $\{\dot{y}\}$ ：速度ベクトル、 $\{y\}$ ：変位ベクトル

次に、式(5.33)を式(5.34)に代入すると次式が得られる。

$$(i\beta)^2[M]\{y\} + (i\beta)[C]\{y\} + [K]\{y\} = ([F_R]\{y\} + (i\beta)[F_I]\{y\}) \quad (5.35)$$

$$-(i\beta)([C] - [F_I])\{y\} - ([K] - [F_R])\{y\} = (i\beta)^2[M]\{y\} \quad (5.36)$$

ここで、当然、次式が成り立つ。

$$(i\beta)[M]\{y\} + [0]\{y\} = (i\beta)[M]\{y\} \quad (5.37)$$

ここで、 $[C^*] = [C] - [F_I]$ 、 $[K^*] = [K] - [F_R]$ とおくと次式が得られる。

$$\begin{bmatrix} -[C^*] & -[K^*] \\ [M] & [0] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} (i\beta)\{y\} \\ \{y\} \end{Bmatrix} = (i\beta) \begin{bmatrix} [M] & [0] \\ [0] & [M] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} (i\beta)\{y\} \\ \{y\} \end{Bmatrix} \quad (5.38)$$

すなわち、フラッター解析は次の固有値問題に帰着する。すなわち、

$$[A]\{z\} = (i\beta)[B]\{z\} \quad (5.39)$$

$$\text{ここで、} [A] = \begin{bmatrix} -[C^*] & -[K^*] \\ [M] & [0] \end{bmatrix}, [B] = \begin{bmatrix} [M] & [0] \\ [0] & [M] \end{bmatrix}, \{z\} = \begin{Bmatrix} (i\beta)\{y\} \\ \{y\} \end{Bmatrix}$$

式(5.39)について複素固有値解析を行うことにより、固有値から応答振動数 f 、応答対数減衰率 δ 、固有ベクトルから振動モードが得られる。ただし、非定常空気力は無次元振動数 k ($= f B / V$, f : 振動数, B : 桁幅, V : 風速) の関数であることから、次の反復計算となる。

①解析対象の風速 V を固定する。

②応答振動数 f_0 の初期値を仮定すると無次元振動数 k ($= f_0 B / V$) が決定される。したがって、無次元振動数の関数である非定常空気力係数も決定される。

③式(5.41)の複素固有値解析を実施して、出力である応答振動数 f_1 と f_0 の差が設定した偏差内であることを確認する。もし、偏差内に入っていれば得られた出力を応答振動数 f 、応答対数減衰率 δ 、固有振動モード ϕ とする。もし、偏差内でなければ改めて f_1 を初期値として反復計算を行い偏差内に入るまで繰り返す。

5.4.2 フラッター解析プログラム

付録 A に使用したフラッター解析プログラムの概要および妥当性を記述した。

5.5 風洞試験

5.5.1 強制加振装置

(1) NRC大型風洞の強制加振装置

風洞の主要諸元および風洞の鳥瞰図をそれぞれ第4章の表-4.1, 図-4.1 に示す.

縮尺 1/10 模型を用いて非定常空気力を計測するとき使用する加振装置を図-5.2 に示す. 加振方法は, 隔壁外側に設置したアクチュエーターによって模型を強制加振する方法を採用した. 風洞内における模型設置状況を第4章の図-4.6 に示す.

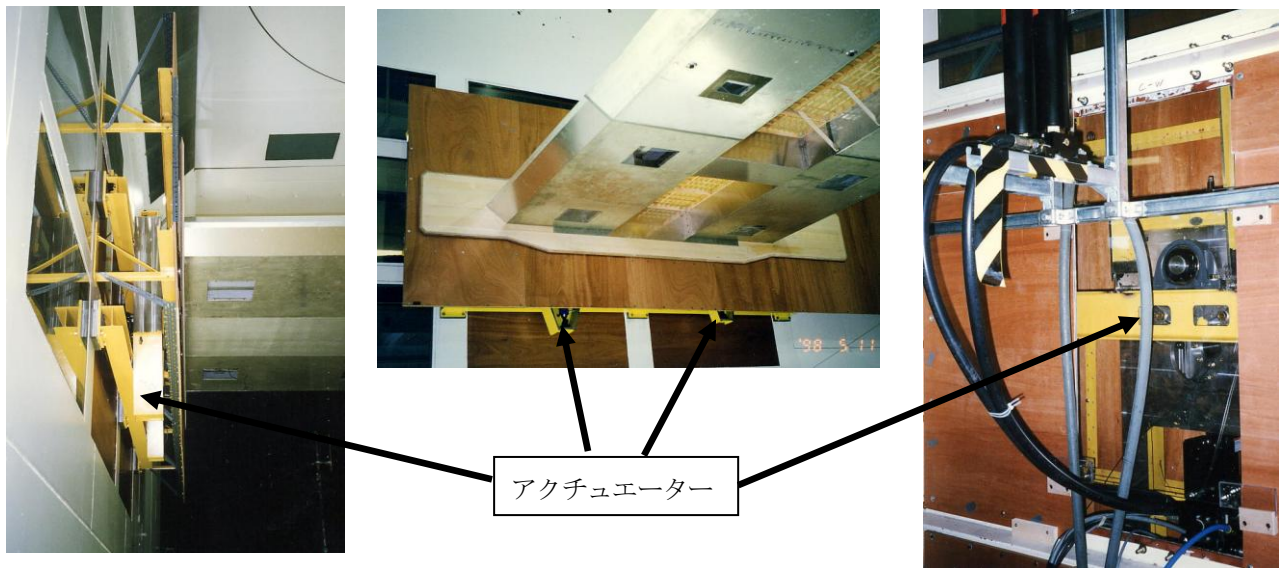


図-5.2 模型加振用アクチュエーター

このアクチュエーターは1台 24.5kN の加振力があるが,これを模型の両端部に2台ずつ合計4台設置した. この4台の位相を同じにすることにより鉛直たわみ加振を行い, 上流側2台と下流側2台の位相差を180度とすることにより, ねじれ加振を行うことができる.

- ・ アクチュエーター24.5kN×4台=98kN の根拠

対象範囲: 縮尺 1/10 橋梁部分模型全体 (模型長 7.98m)

自重 $W \approx 3,000\text{kg}$ =29.4kN

慣性力 $m r \omega^2 = 3,000\text{kg} \times 0.040\text{m} \times (2\pi 1.58\text{Hz})^2$ =11.8kN

静的揚力 $1/2 \rho V^2 C_L B L = 1/2 \times 1.225\text{kg/m}^3 \times (55\text{m/s})^2 \times |-0.22| \times 3.98\text{m} \times 7.98\text{m}$ =12.9kN

非定常空気力 $\pi \rho B^3 \omega^2 C_{L\eta} (\eta/B) L$
 $= \pi \times 1.225\text{kg/m}^3 \times 3.98^3 \times (2\pi 1.58\text{Hz})^2 \times \sqrt{(0.4033^2 + 1.433^2)} \times (0.04/4.0) \times 7.98\text{m} = 2.8\text{kN}$

合計 56.9kN < 98kN ok

(2) I H I 風洞 (大) における強制加振装置

風洞の主要諸元および風洞の鳥瞰図をそれぞれ第4章の表-4.1, 図-4.2に示す.

縮尺 1/30 模型を用いて非定常空気力を計測するときに使用するビーム型ロードセル(50N/本×4本=200N)の模型内設置状況については,「第4章 4.2.3計測方法 (2)縮尺 1/30 橋梁部分模型」に記述した. 加振方法は, 風洞外側に設置した加振装置によって模型を強制加振する方法を採用した. 風洞内における模型設置状況を第4章の図-4.8に示す.

(3) I H I 風洞 (小) における強制加振装置

風洞の主要諸元および風洞の鳥瞰図をそれぞれ第4章の表-4.1, 図-4.3に示す.

縮尺 1/80 模型を用いて非定常空気力を計測するときに使用する天秤および加振装置の諸元をそれぞれ表-5.1, 表-5.2に示す.

表-5.1 非定常空気力計測用天秤の諸元

項目	諸元
揚力	20kg/個×2 個=40kg
抗力	20kg/個×2 個=40kg
ピッチングモーメント	4kg・m/個×2 個=8kg・m

表-5.2 非定常空気力計測用加振装置の主要諸元

項目	諸元
設定迎角	-20 度~+20 度
加振振幅 (鉛直たわみ)	±3.7mm~±50mm
加振振幅 (ねじれ)	±0.75~±5 度
加振振動数	0.3Hz~8Hz

これらの装置を模型と一緒に設置したときの概念図を図-5.3に示す. また, それらを風洞の所定の位置に設置した状況を図-5.4に示す. 風洞内における模型設置状況を第4章の図-4.9に示す.

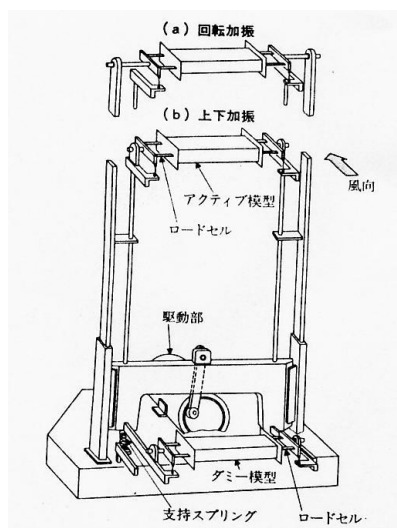


図-5.3 非定常空気力計測試験装置の概念図²⁷⁾



図-5.4 非定常空気力計測試験状況（I H I 風洞（小））

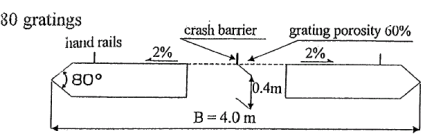
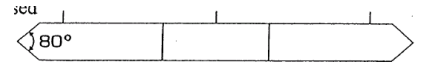

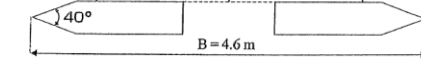
5.5.2 試験ケース

非定常空気力を計測する試験ケースを表-5.3～表-5.5 に示す。

なお、試験ケースにおける迎角は主として+3 度に限定した。これは、本研究の初期段階で実施した縮尺 1/80 模型を用いたばね支持試験において、フラッター風速にレイノルズ数効果が認められたのが、迎角 0 度でなく+3 度であったことに起因している。

なお、次章における非定常空気力係数の非線形性の検討において、迎角 0 度における計測も実施し、+3 度の計測結果と比較検討している。

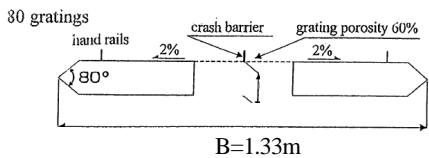
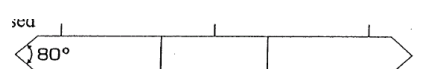

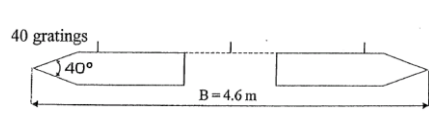
表-5.3 試験ケース（縮尺 1/10 部分模型，NRC 大型風洞）

断面	迎角 (度)	加振 振動数 f(Hz)	加振振幅		風洞風速 V(m/s)	無次元振動数 k=fB/V
			η B/100(m)	θ (度)		
	0	0.188	± 0.0398	± 1.0	5.0~25.0	0.0299~0.1496
	0	0.377	± 0.0398	± 1.0	15.0~35.0	0.0429~0.1000
	0	0.565	± 0.0398	± 1.0	27.5~47.5	0.0473~0.0817
	0	0.754	± 0.0398	± 1.0	35.0~55.0	0.0546~0.0857
	+3	0.440	± 0.0398	± 1.0	5.0~25.0	0.0700~0.3500
	+3	0.792	± 0.0398	± 1.0	15.0~35.0	0.0900~0.210
	+3	1.231	± 0.0398	± 1.0	27.5~47.5	0.1031~0.1782
	+3	1.583	± 0.0398	± 1.0	35.0~55.0	0.1146~0.1800
	+3	0.314	± 0.0398	± 1.0	5.0~25.0	0.0500~0.2499
	+3	0.566	± 0.0398	± 1.0	15.0~35.0	0.0644~0.1502
	+3	0.879	± 0.0398	± 1.0	27.5~47.5	0.0737~0.1272
	+3	1.131	± 0.0398	± 1.0	35.0~55.0	0.0818~0.1286
	+3	0.440	± 0.0398	± 1.0	5.0~25.0	0.0700~0.3500
	+3	0.792	± 0.0398	± 1.0	15.0~35.0	0.0900~0.210
	+3	0.188	± 0.0398	± 1.0	5.0~25.0	0.0299~0.146
	+3	0.377	± 0.0398	± 1.0	15.0~35.0	0.0429~0.100
	+3	0.565	± 0.0398	± 1.0	27.5~47.5	0.0473~0.0818
	+3	0.754	± 0.0398	± 1.0	35.0~55.0	0.0546~0.0857

注記) η : 鉛直たわみ加振振幅, θ : ねじれ加振振幅, 両者はそれぞれ単独で加振.

B : 桁幅 (=40m/10=4.0m)

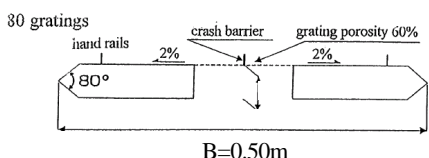
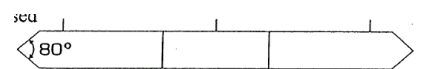

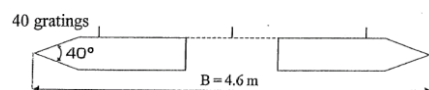
表-5.4 試験ケース（縮尺 1/30 部分模型, IHI 風洞（大））

断面	迎角 (度)	加振 振動数 f(Hz)	加振振幅		風洞風速 V(m/s)	無次元振動数 k=fB/V
			η B/100(m)	θ (度)		
	0	0.20	±0.0133	±1.0	2.0~11.0	0.0242~0.133
	0	0.30	±0.0133	±1.0	4.0~13.0	0.0307~0.0998
	0	0.45	±0.0133	±1.0	7.0~14.0	0.0428~0.0855
	+3	0.40	±0.0133	±1.0	2.0~9.0	0.0591~0.266
	+3	0.70	±0.0133	±1.0	2.0~11.0	0.0846~0.465
	+3	1.00	±0.0133	±1.0	5.0~14.0	0.0950~0.266
	+3	0.40	±0.0133	±1.0	3.0~10.0	0.0532~0.1773
	+3	0.60	±0.0133	±1.0	4.0~11.0	0.0725~0.1995
	+3	0.40	±0.0133	±1.0	2.0~9.0	0.0591~0.266
	+3	0.70	±0.0133	±1.0	2.0~11.0	0.0846~0.466
	+3	1.00	±0.0133	±1.0	5.0~14.0	0.095~0.266
	+3	0.20	±0.0133	±1.0	3.0~11.0	0.0242~0.0887
	+3	0.30	±0.0133	±1.0	4.0~13.0	0.0307~0.0998
	+3	0.45	±0.0133	±1.0	7.0~14.0	0.0428~0.0855

注記) η : 鉛直たわみ加振振幅, θ : ねじれ加振振幅, 両者はそれぞれ単独で加振.

B : 桁幅 (=40m/30=1.33m)

表-5.5 試験ケース（縮尺 1/80 部分模型，IHI 風洞（小））

断面	迎角 (度)	加振 振動数 f(Hz)	加振振幅		風洞風速 V(m/s)	無次元振動数 k=fB/V
			η B/100(m)	θ (度)		
	0	1.000	±0.005	±1.0	4.0～16.0	0.0310～0.1244
	0	1.500	±0.005	±1.0	8.0～18.0	0.0415～0.0933
	+3	0.500	±0.005	±1.0	1.0～6.0	0.0415～0.2488
	+3	1.000	±0.005	±1.0	1.8～10.0	0.0498～0.2764
	+3	1.250	±0.005	±1.0	2.0～8.0	0.0777～0.3109
	+3	1.500	±0.005	±1.0	4.0～10.0	0.0746～0.1866
	+3	2.000	±0.005	±1.0	4.0～16.0	0.0622～0.2488
	+3	3.000	±0.005	±1.0	8.0～18.0	0.0829～0.1866
	+3	2.000	±0.005	±1.0	4.0～16.0	0.0622～0.2488
	+3	3.000	±0.005	±1.0	8.0～18.0	0.0829～0.1866
	+3	1.250	±0.005	±1.0	2.0～8.0	0.0777～0.3109
	+3	1.500	±0.005	±1.0	4.0～10.0	0.0746～0.1866
	+3	2.000	±0.005	±1.0	4.0～16.0	0.0622～0.2488
	+3	3.000	±0.005	±1.0	8.0～18.0	0.0829～0.1866
	+3	1.000	±0.005	±1.0	4.0～16.0	0.0311～0.1243
	+3	1.500	±0.005	±1.0	4.0～16.0	0.0467～0.1865

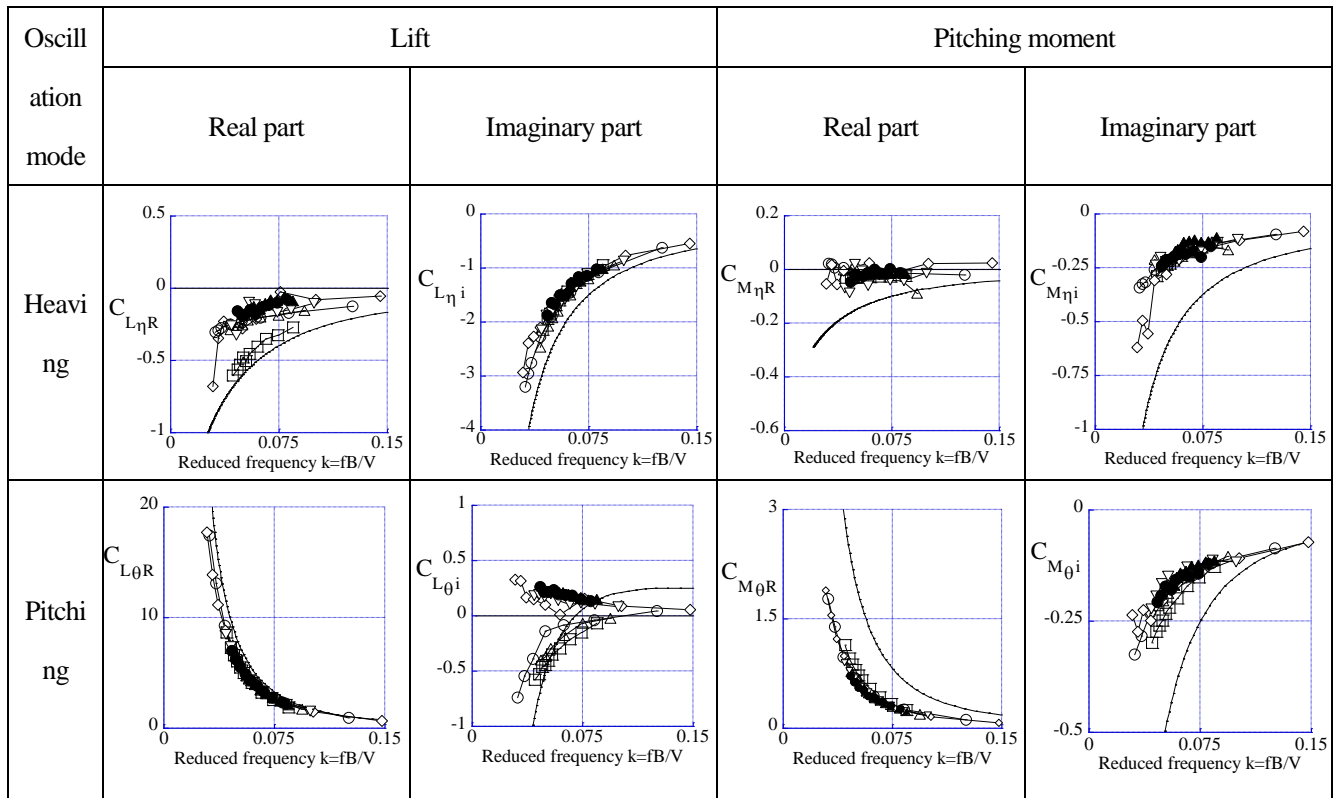
注記) η : 鉛直たわみ加振振幅, θ : ねじれ加振振幅, 両者はそれぞれ単独で加振.

B : 桁幅 (=40m/80=0.50m)

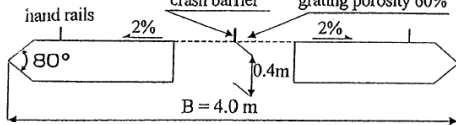
5.6 レイノルズ数と非定常空気力係数の関係

5.6.1 非定常空気力係数の計測値

非定常空気力係数の計測結果を図-5.5～図-5.8に示す. 縦軸は各非定常空気力係数で, 表示は式(5.5), 式(5.6)に示したように航空工学の分野における定義式に従った. 横軸は無次元振動数 $k=fB/V$ (f : 振動数, B : 桁幅, V : 風速) である. 図中には比較のため, 平板空気力係数も併記した.



80 gratings

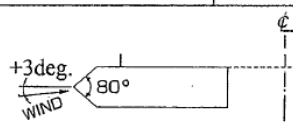
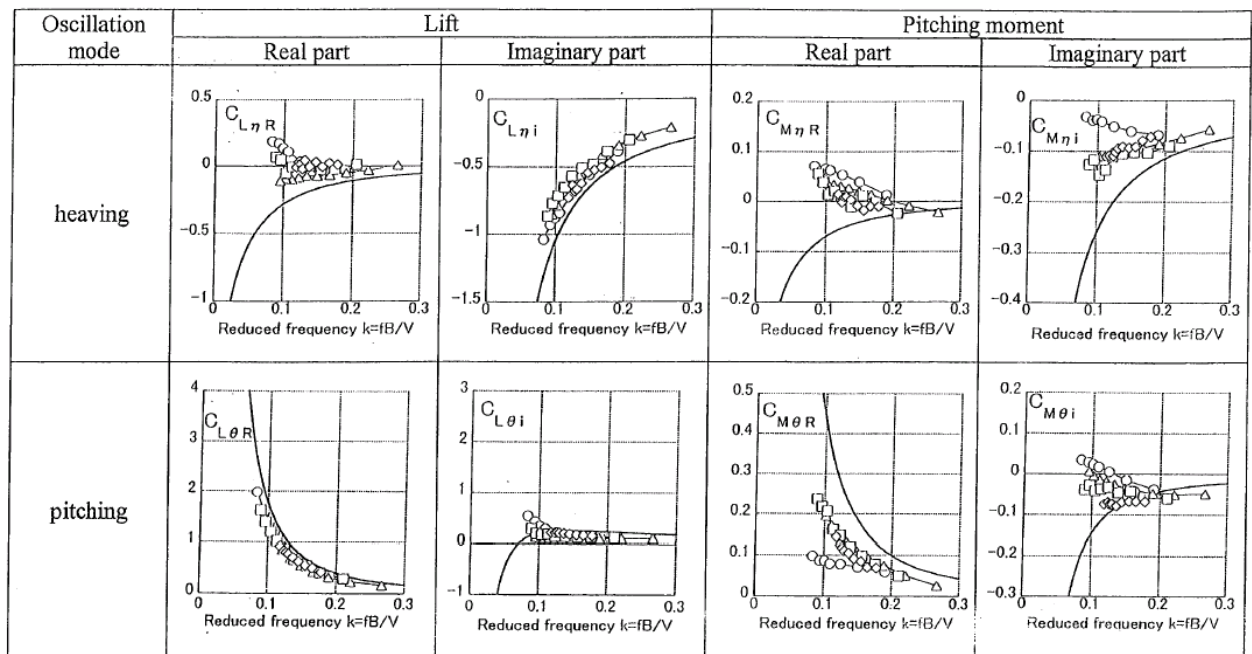


\bigcirc $Re=2.8 \times 10^4$
 \triangle $Re=4.1 \times 10^4$
 \square $Re=9.5 \times 10^4$

\diamond $Re=3.4 \times 10^5$
 ∇ $Re=6.6 \times 10^5$
 \bullet $Re=1.0 \times 10^6$

\blacktriangle $Re=1.5 \times 10^6$
 — Theodorsen

図-5.5 非定常空気力係数 (フェアリング 角度 80 度, 中央開口部ルーチング, 迎角 0 度) ¹⁹⁾



\bigcirc 1:80 scale model, $2.7 \times 10^4 \leq Re \leq 6.2 \times 10^4$
 \triangle 1:30 scale model, $4.6 \times 10^4 \leq Re \leq 1.3 \times 10^5$
 \square 1:10 scale model, $4.1 \times 10^5 \leq Re \leq 9.6 \times 10^5$
 \diamond 1:10 scale model, $9.6 \times 10^5 \leq Re \leq 1.5 \times 10^6$
 — Theodorsen

図-5.6 非定常空気力係数 (フェアリング 角度 80 度, 中央開口部ルーチング, 迎角+3 度) ²⁸⁾

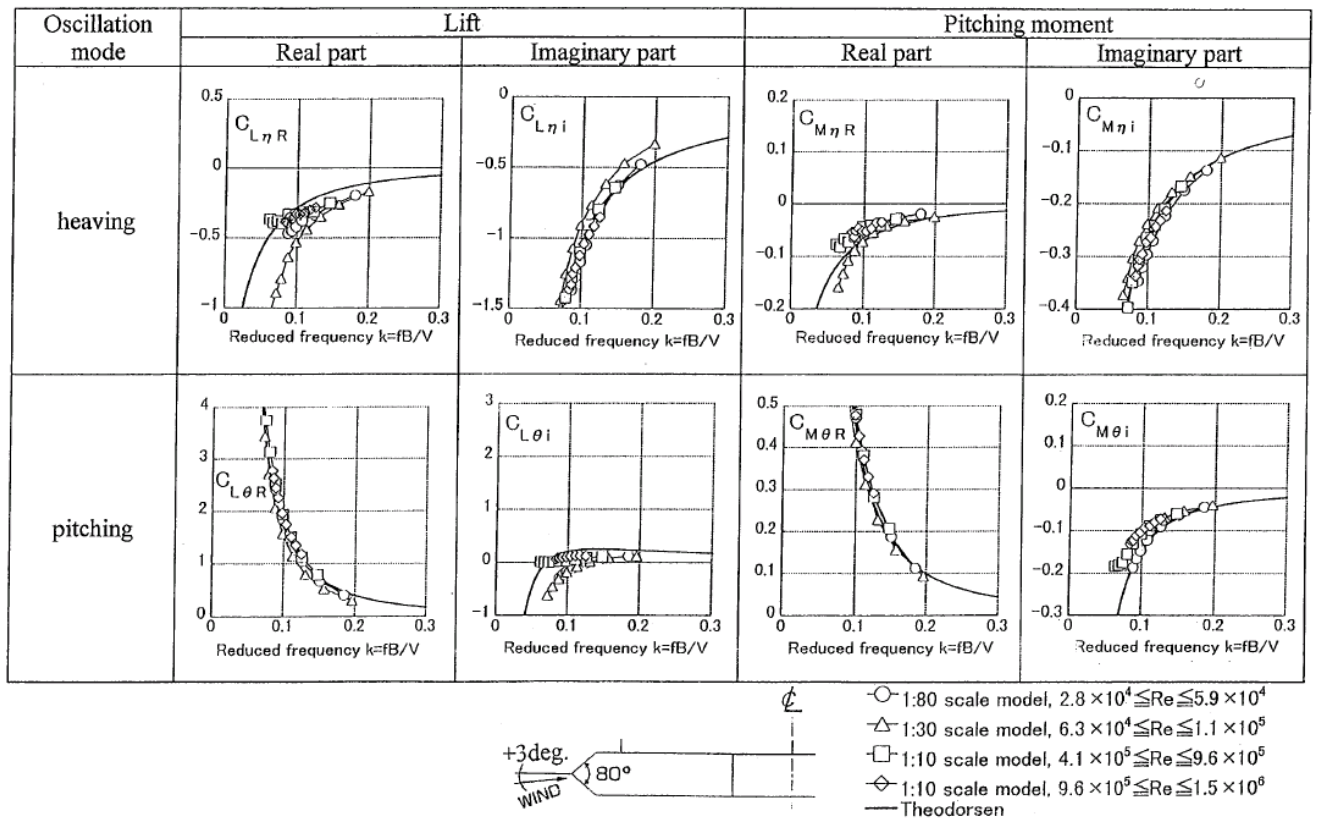


図-5.7 非定常空気力係数（フェアリング 角度 80 度，中央開口部なし，迎角+3 度）²⁸⁾

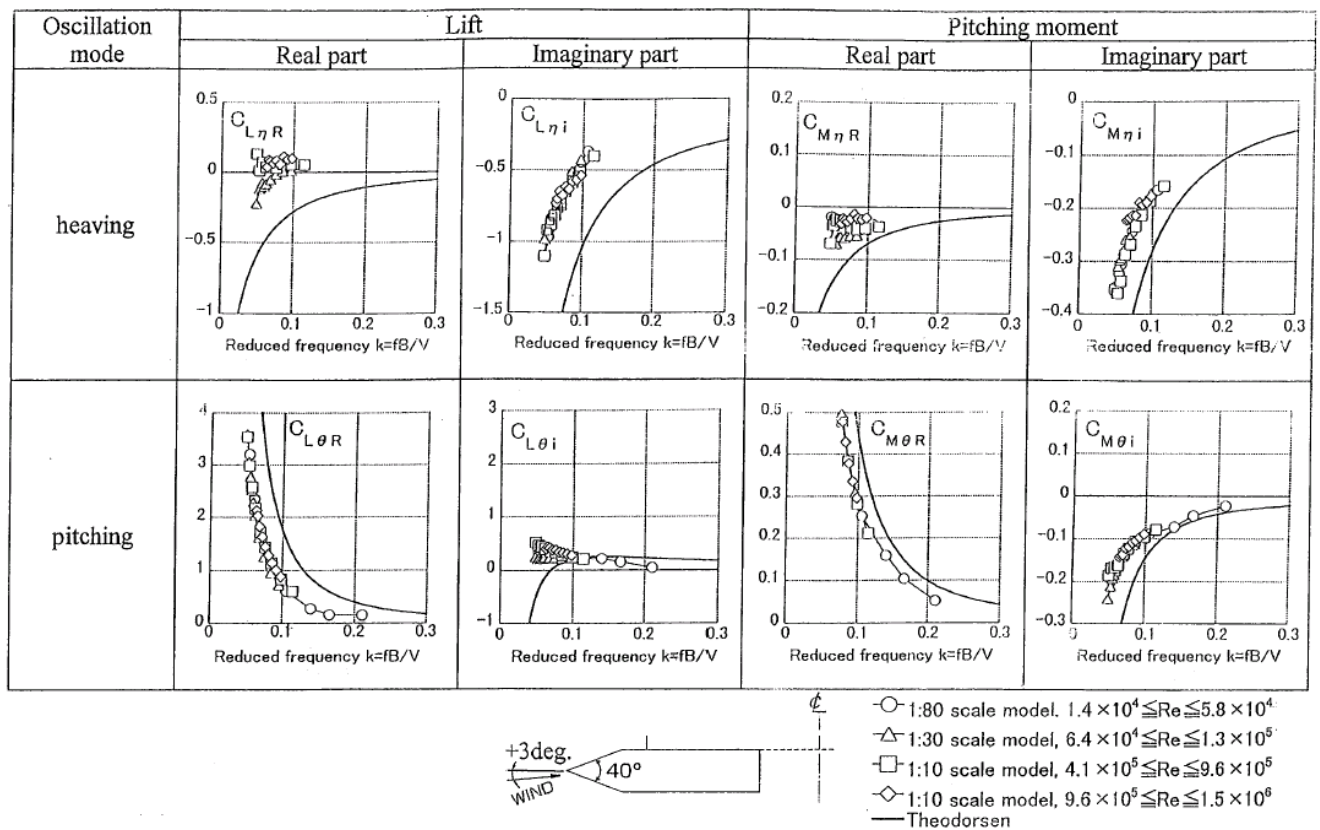


図-5.8 非定常空気力係数（フェアリング 角度 40 度，中央開口部グレーニング，迎角+3 度）²⁸⁾

5.6.2 非定常空気力係数のレイノルズ数依存性

(1) 非定常空気力係数計測値

① フェアリング角度 80 度，中央開口部グレーチング，迎角 0 度（図-5.5）

曲げねじれフラッタ-に影響が大きい $C_{M\eta i} (A_1^*)$ ， $C_{L\theta R} (H_3^*)^{29), 30)}$ は，レイノルズ数による変化がほとんど認められない．レイノルズ数による変化が大きかった係数は， $C_{L\theta i} (H_2^*)$ である．この係数は，レイノルズ数 $Re (=VD/\nu)$ ， V ：風速， D ：桁高， ν ：動粘性係数）が 9.5×10^4 以下において負値となるが， 3.4×10^5 以上では正値となるようなレイノルズ数依存性が認められた．しかし，この係数は曲げねじれフラッタ-特性に与える影響は小さいとされている．

計測非定常空気力係数を平板空気力係数と比較すると，絶対値は異なるものの両者は定性的には概ね同じ傾向にある．しかし，上記でレイノルズ数依存性が認められた $C_{L\theta i} (H_2^*)$ については，レイノルズ数が 9.5×10^4 以下では平板空気力と同じ傾向であるが，それを超えると正負が反対となる特徴的な傾向を示した．

② フェアリング角度 80 度，中央開口部グレーチング，迎角+3 度（図-5.6）

レイノルズ数の影響が大きい係数は，空力モーメントに関係する $C_{M\eta R} (A_4^*)$ ， $C_{M\eta i} (A_1^*)$ ， $C_{M\theta R} (A_3^*)$ ， $C_{M\theta i} (A_2^*)$ であり，この中には曲げねじれフラッタ-に与える影響が大きい係数である $C_{M\eta i} (A_1^*)$ が含まれている．一方，同様に曲げねじれフラッタ-に与える影響が大きい $C_{L\theta R} (H_3^*)$ にはレイノルズ数依存性は見られない．したがって，これらの係数を用いてフラッタ-解析を実施した場合，フラッタ-風速にレイノルズ数依存性が存在する可能性がある．

本ケースの計測結果と上記①を勘案すると，同じ橋梁断面形状を有していても非定常空気力係数にレイノルズ数依存性が存在するか否かは，迎角にも大きく依存することが分かる．

③ フェアリング角度 80 度，中央開口部なし，迎角+3 度（図-5.7）

この橋梁断面は，断面の上下流端部に角度 80 度のフェアリングを有しているが，桁高桁幅比がほぼ 1:10 の 1 箱桁断面である．したがって，この断面の非定常空気力係数は，平板空気力係数と定性的・定量的にほぼ同じである．また，レイノルズ数依存性も認められない．

④ フェアリング角度 40 度，中央開口部グレーチング，迎角+3 度（図-5.8）

この断面は，①の断面とはフェアリング角度のみが異なる．しかし，非定常空気力係数は異なる性状となった．すなわち，全般的にレイノルズ数の依存性は認められなかった．個々の係数に着目すると，空力モーメントに関係する $C_{M\eta R} (A_4^*)$ ， $C_{M\eta i} (A_1^*)$ ， $C_{M\theta R} (A_3^*)$ ， $C_{M\theta i} (A_2^*)$ がより平板空気力係数に近い傾向にある．フェアリング角度が 40 度であることから，より平板に近い断面形状を有している

ためと考えられる.

(2) 模型表面変動圧力分布

ここでは、図-5.6 で示したフェアリング角度 80 度、中央開口部グレーチング、迎角+3 度の非定常空気力係数において、レイノルズ数効果が見られた係数のうち、ねじれ加振に伴う空力モーメント係数である $C_{M\theta R}$ (A_3^*)、 $C_{M\theta i}$ (A_2^*) に着目して模型表面変動圧力分布の点から考察を行う.

縮尺 1/10, 1/30, 1/80 の 3 種類の部分模型のほぼスパン方向中央付近の断面まわりに設置された多数の圧力孔によって模型表面変動圧力分布を計測した. 変動圧力係数の定義式を式(5.40)に示す.

$$C_{pD} = \frac{P_D}{\frac{1}{2} \rho V^2} \quad (5.40)$$

ここで、 C_{pD} : 変動圧力係数

P_D : 変動圧力の RMS 値 (N/m^2)

ρ : 空気密度 (kg/m^3)

V : 風速 (m/s)

3 種類のレイノルズ数において計測された模型表面変動圧力分布を図-5.9 に示す.

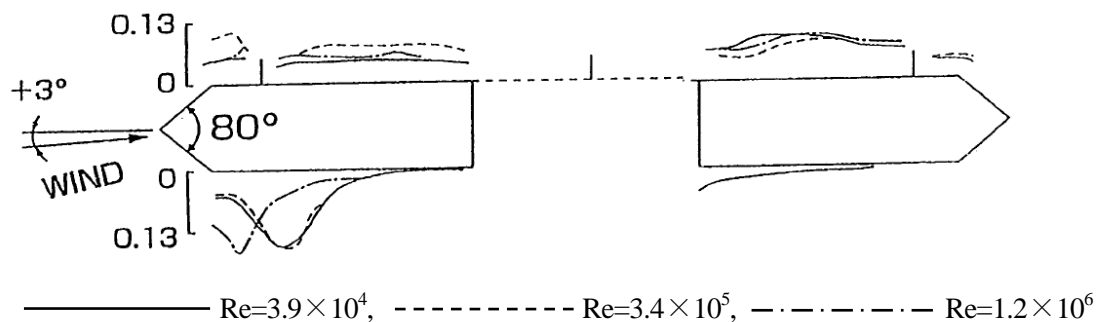


図-5.9 模型表面変動圧力分布 C_{pD} (ねじれ加振振幅 $\theta = \pm 1$ 度)

図-5.9 より、レイノルズ数の増加とともに、上流側箱桁下面の変動圧力ピークが上流側に移動していることがわかる. このため図-5.6 における $C_{M\theta R}$ (A_3^*)、 $C_{M\theta i}$ (A_2^*) の絶対値がレイノルズ数の増加とともに大きくなっていると考えられる. 図-5.9 は模型加振時における変動圧力分布であるが、このようにレイノルズ数の増加によって模型表面圧力分布が変化する傾向は、模型静止時の平均圧力分布を計測した逆台形断面³¹⁾や斜張橋 π 桁断面桁³²⁾においても見られる. これらの詳細については第 4 章の「4.3 レイノルズ数と定常空気力係数の関係」に記述している.

従来の研究において、レイノルズ数を大きく変化した場合の模型加振時における変動圧力分布計測

例が少ないことから、今後この点に関する研究の蓄積によるレイノルズ数効果のメカニズム究明が期待される。

5.6.3 フラッター解析結果

ここでは、3種類の橋桁断面について、レイノルズ数を変化させて計測された非定常空気力係数をばね支持試験状態の解析モデルに載荷させて、フラッター解析を実施することにより、非定常空気力係数のレイノルズ数依存性を考察する。さらに、得られた非定常空気力係数の妥当性についても考察する。フラッター解析結果を図-5.10に示す。

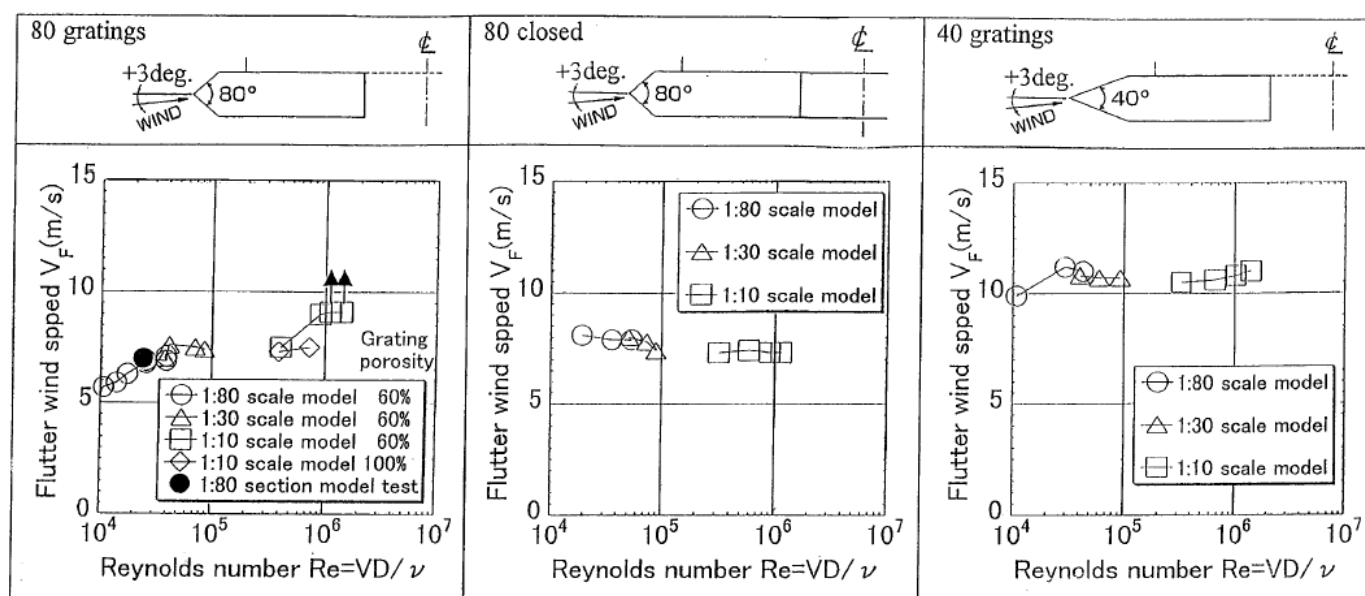


図-5.10 部分模型を対象としたフラッター解析結果

横軸はレイノルズ数であり、縦軸はフラッター風速である。フラッター風速は縮尺 1/80 の橋桁部分模型を用いたばね支持試験実施時の風洞風速で表記した。図中矢印は、フラッター風速解析値が、風洞風速 9m/s 以上であることを意味している。レイノルズ数効果が認められたのは、「80 gratings : フェアリング角度 80 度、中央開口部グレーチング、迎角+3 度」のみである。レイノルズ数の増加とともにフラッター風速も増加する傾向にある。

一方、その他の2つの橋桁断面については、レイノルズ数効果は見られない。したがって、本研究で対象とした橋桁断面に限定されるが、通常の低レイノルズ数領域で実施しているフラッターを対象とした風洞試験結果は、耐風設計上安全側の評価を与えるものと考えられる。

次に、計測した非定常空気力の妥当性を確認するため、ここでは5.3.5で述べたように、部分模型を

用いたフラッターを対象としたばね支持試験結果とフラッタ-解析結果を比較する次の方法を選択した.

「ばね支持試験から得られた応答対数減衰率や応答振動数等のフラッター特性試験値と、同じ振動条件の部分模型解析モデルに計測非定常空気力係数を載荷させて得られたフラッター特性解析値を比較することにより計測非定常空気力係数の妥当性を確認する間接的方法」

図-5.10において、「80 gratings：フェアリング角度 80 度，中央開口部グレーチング，迎角+3 度」の●印は，ばね支持試験結果のフラッタ-風速である．また，フラッタ-風速解析値は○印である．両者はほとんど一致していることから，非定常空気力の重ね合わせは成立しているものと考えられる．

本解析結果から，実橋のフラッター特性を精度良く評価するためには，できるだけ高いレイノルズ数領域で風洞試験を実施することが肝要と考えられる．土木学会構造工学委員会風洞実験相似則検討小委員会の報告³³⁾によると，試験レイノルズ数下限値の具体的数値は，さらに詳細データの蓄積が必要であると考えられると前置きして，現状では 1×10^4 以上のレイノルズ数が必要としている．しかし，本研究の結果によると，検討対象の橋梁橋桁断面に限定されるもののさらに高い 1×10^6 以上のレイノルズ数が必要と考えられる．

5.7 まとめ

本章では，前章と同じ橋桁断面を検討対象として，レイノルズ数が長大橋の橋桁断面に作用する非定常空気力に与える影響について検討・考察を行った．得られた主要結果は以下のとおりである．

(1) 計測非定常空気力係数のレイノルズ数依存性

顕著なレイノルズ数依存性が確認された橋桁断面は，フェアリング角度 80 度，中央開口部グレーチング，迎角+3 度（図-5.6）である．具体的にレイノルズ数の影響が大きい係数は，空力モーメントに関係する $C_{M_{\eta R}} (A_4^*)$ ， $C_{M_{\eta i}} (A_1^*)$ ， $C_{M_{\theta R}} (A_3^*)$ ， $C_{M_{\theta i}} (A_2^*)$ であり，この中には曲げねじれフラッターに与える影響が大きい係数である $C_{M_{\eta i}} (A_1^*)$ が含まれている．したがって，これらの係数を用いてフラッタ-解析を実施した場合，フラッタ-風速にレイノルズ数依存性が出てくることが推測される．

しかし，同じ断面形状でも迎角 0 度（図-5.5）の場合，レイノルズ数の影響が認められた係数は，迎角+3 度と異なっている．したがって，同じ橋梁断面形状を有していても非定常空気力係数にレイノルズ数依存性が存在するか否かは，迎角にも大きく依存することが分かる．

(2) 非定常空気力係数のレイノルズ数依存性の考察 — 模型表面変動圧力分布 —

レイノルズ数効果が見られたフェアリング角度 80 度，中央開口部グレーチング，迎角+3 度の非定常空気力係数のうち，ねじれ加振に伴う空力モーメント係数である $C_{M_{\theta R}} (A_3^*)$ ， $C_{M_{\theta i}} (A_2^*)$ に着

目して模型表面変動圧力分布の点から考察を行った。レイノルズ数の増加とともに、上流側箱桁下面の変動圧力ピークが上流側に移動していることがわかる。このため図-5.6における $C_{M\theta R}(A_3^*)$, $C_{M\theta i}(A_2^*)$ の絶対値がレイノルズ数の増加とともに大きくなっていると考えられる。図-5.9 は模型加振時における変動圧力分布であるが、このようにレイノルズ数の増加によって模型表面圧力分布が変化する傾向は、模型静止時の平均圧力分布を計測した逆台形断面^{3.1)} や斜張橋 π 桁断面桁^{3.2)} においても見られる。これらの詳細については第4章の「4.3 レイノルズ数と定常空気力係数の関係」に記述している。

従来の研究において、レイノルズ数を大きく変化させた場合の模型加振時における変動圧力分布計測例が少ないことから、今後この点に関する研究の蓄積によるレイノルズ数効果のメカニズム究明が期待される。

(3) 非定常空気力係数のレイノルズ数依存性の考察 — 部分模型を対象としたフラッター解析結果 —

3種類の橋桁断面について、レイノルズ数を変化させて計測された非定常空気力係数をばね支持試験状態の解析モデルに載荷させて、フラッター解析を実施することにより、非定常空気力係数のレイノルズ数依存性を検討した。その結果、レイノルズ数効果が認められたのは、「80 gratings : フェアリング角度 80 度、中央開口部グレーチング、迎角+3 度」のみである。レイノルズ数の増加とともにフラッター風速も増加する傾向にある。一方、その他の2つの橋桁断面については、レイノルズ数効果は見られない。したがって、本研究で対象とした橋桁断面に限定されるが、通常の低レイノルズ数領域で実施しているフラッターを対象とした風洞試験結果は、耐風設計上安全側の評価を与えるものと考えられる。

(4) 非定常空気力係数の妥当性 — 空気力の重ね合わせの確認 —

「ばね支持試験から得られた応答対数減衰率や応答振動数等のフラッター特性試験値と、同じ振動条件の部分模型解析モデルに計測非定常空気力係数を載荷させて得られたフラッター特性解析値を比較することにより計測非定常空気力係数の妥当性を確認する間接的方法」に従って、本研究で得られた非定常空気力係数の妥当性を確認した。その結果、フラッター風速試験値とフラッター解析値は、ほとんど一致することを確認した。したがって、非定常空気力の重ね合わせは成立していると考えられる。

(5) 風洞試験で必要なレイノルズ数の下限値

本解析結果から、実橋のフラッター特性を精度良く評価するためには、高風速の超大型風洞や高圧または超低温の特殊風洞を用いて、できるだけ高いレイノルズ数領域で風洞試験を実施すること

が肝要と考えられる．土木学会構造工学委員会風洞実験相似則検討小委員会の報告によると，試験レイノルズ数下限値の具体的数値は，さらに詳細データの蓄積が必要であると考えられると前置きして，現状では 1×10^4 以上のレイノルズ数が必要としている．しかし，本研究の結果によると，検討対象の橋梁橋桁断面に限定されるもののさらに高い 1×10^6 以上のレイノルズ数が必要と考えられる．

参考文献

- 1) F. Bleich: Dynamic instability of truss-stiffened suspension bridges under wind action, Trans. A.S.C.E., Vol. 114, 1949.
- 2) T. Theodorsen: General theory of aerodynamic instability and the mechanism of flutter, N.A.C.A., T.R. 496, 1935, pp.413-433.
- 3) 金子文哉：長大吊橋の耐風安定性に関する FLUTTER 理論の数値的検討，石川島播磨技報，第 2 巻，第 4 号，1962 年 1 月，pp. 69-83.
- 4) 田中 宏，伊藤 学：充腹構造物の自励振動における空気力の特性，土木学会論文報告集，第 168 号，1969 年 8 月，pp. 15-24.
- 5) 例えば，黒田眞一：2 方程式乱流モデルを用いた長大橋非定常空気力の数値計算，土木学会論文集 No. 654/I-52，2000 年 7 月，pp. 377-387.
- 6) R. H. Scanlan: The action of flexible bridges under wind, I : Flutter theory, *Journal of Sound and Vibration*, Vol.60, No. 2, 1978, pp.187-199.
- 7) 松本 勝，浜崎 博，吉住文太：超長大吊橋補剛桁のフラッター安定化に関する研究，土木学会論文集，Vol. 537/I-35，1996 年 4 月，pp. 191-203.
- 8) 松本 勝，新原雄二，小林裕輔：構造基本断面のフラッター発生機構に関する研究，構造工学論文集 Vol. 40A，1994 年 3 月，pp. 1019-1024.
- 9) 河島佑男，木村春夫，柴戸凡夫：振動翼に作用する空気力についての一実験，第 13 回応用力学連合講演会論文抄録集，1963 年 9 月，pp. 19-20.
- 10) 筈口展宏，坂田 弘：吊り橋の耐風安定性に関する基礎研究，日本航空宇宙学会誌，第 13 巻，第 133 号，1965 年 2 月，pp. 27-36.
- 11) N. Ukeguchi, H. Sakata, H. Nishitani: An investigation of aeroelastic instability of suspension bridges, International Symposium on Suspension Bridges, Laboratorio Nacional de Engenharia Civil, Lisbon, 1966, pp.273-284.
- 12) R. H. Scanlan: Airfoil and bridge deck flutter derivatives, Journal of Engineering Mechanics Division, *Proceedings of the American Society of Civil Engineering*, Vol. 97, No. EM6, December, 1971, pp.1717-1737.
- 13) 岩本政巳，藤野陽三：一般振動下の非定常空気力を用いた橋桁のフラッター解析，土木学会論文集 No. 598/I-44，1998 年 7 月，pp. 311-322.
- 14) 岩本政巳，藤野陽三：有限次数近似モデルに基づく橋桁の非定常空気力の同定，土木学会第 54 回年次学術講演会講演概要集第一部(B)，I-B338，1999 年 9 月，pp. 672-673.
- 15) 岩崎 徹，徳重雅史，松田一俊，柚井義勝：非定常空気力強制振動法における測定方法の比較—風速固定と振動数固定—，土木学会第 53 回年次学術講演会講演概要集第一部(B)，I-B30，1998 年 10

月, pp. 60-61.

- 16) 山田 均, 勝地 弘, 鈴木 猛: 有迎角時加振方向差による非定常空気力とフラッター推定応答に生じる影響, 構造工学論文集 Vol. 46 A, 2000 年, pp. 1023-1028.
- 17) T. Murakami: Effects of angle of attack on flutter instability of mono-box girder section with center barrier, *Proceedings of the sixth Asia-Pacific Conference on Wind Engineering (APCWE- VI)*, Seoul, Korea, September 12-14, 2005, pp.1265-1273.
- 18) T. J. A. Agar: Aerodynamic flutter analysis of suspension bridges by a modal technique, *Engineering Structures*, Vol.11, April, 1989, pp.75-82.
- 19) K. Matsuda, K.R. Cooper, H. Tanaka: The analysis of wind-induced static displacements and flutter for long-span suspension bridges using steady and unsteady aerodynamic forces measured at high Reynolds numbers, *Proceedings of 11th International Conference on Wind Engineering*, Lubbock, Texas, USA, 2003, pp. 649 -656.
- 20) Y. Hikami, K. Matsuda, T. Suzuki: Nonlinear geometric and aerodynamic analysis for a long-span cable-stayed bridge during construction, *Wind Engineering, Proc. of the 1st IAWE European and African Regional Conf.*, Guernsey, 1993, pp.431-440.
- 21) 松田一俊, 樋上琇一, 徳重雅史: 分離二箱桁を有する 2 5 0 0 m 級吊橋の耐風安定性, 土木学会第 50 回年次学術講演会講演概要集, I -686, 1995 年 9 月, pp. 1372-1373.
- 22) 松田一俊, 樋上琇一: 経済性を考慮した 2 5 0 0 m 級吊橋の開発, 土木学会第 51 回年次学術講演会講演概要集 I -A, I -A215, 1996 年 9 月, pp. 430-431.
- 23) 松田一俊, 平野 茂, 上島秀作, 杉本高志: 風荷重静的変形とモード別空力減衰がフラッター特性に与える影響, 土木学会第 55 回年次学術講演会講演概要集第一部(B), I -B57, 2000 年 9 月.
- 24) 松田一俊, 平野 茂, 上島秀作, 杉本高志: 長大箱桁吊橋のフラッター特性に関する解析的検討—風荷重静的変形とモード別空力減衰がフラッター特性に与える影響, 第 16 回風工学シンポジウム論文集, 2000 年 11 月, pp. 327-332.
- 25) 松田一俊, K. R. Cooper, 田中 宏: 長大橋の風荷重静的変形およびフラッター特性に及ぼすレイノルズ数効果, 日本風工学会誌第 95 号, 2003 年 4 月, pp. 109-110.
- 26) 松田一俊, K. R. Cooper, 田中 宏: 長大橋の風荷重静的変形およびフラッター特性に及ぼすレイノルズ数効果, 土木学会第 58 回年次学術講演会講演概要集, I -106, 2003 年 9 月, pp. 211-212.
- 27) 岡内 功, 伊藤 學, 宮田利雄: 耐風構造, 丸善株式会社, 1977 年 5 月.
- 28) K. Matsuda, K.R. Cooper, H. Tanaka, M. Tokushige, T. Iwasaki: An investigation of Reynolds number effects on the steady and unsteady aerodynamic forces on a 1:10 scale bridge deck section model, *J. Wind Eng. Ind. Aerodyn.* 89, 2001, pp.619-632.
- 29) 松本 勝, 小林裕輔, 浜崎 博: 構造基本断面における連成フラッターの発生機構に関する研究,

第 13 回風工学シンポジウム論文集, 1994 年 11 月, pp. 359-364.

- 30) M. Matsumoto, Y. Daito, F. Yoshizumi, Y. Ichikawa, T. Yabutani: Torsional flutter of bluff bodies, *J. Wind Eng. Ind. Aerodyn.* 69-71, 1997, pp. 871-882.
- 31) G. Schewe: Reynolds number effects in flow around more-or-less bluff bodies, *J. Wind Eng. Ind. Aerodyn.* 89, 2001, pp. 1267-1289.
- 32) U. Y. Jeong, H. M. Koh, H. S. Lee: Finite element formulation for the analysis of the RNG $k-\epsilon$ model, *J. Wind Eng. Ind. Aerodyn.* 90, 2002, pp. 151-169.
- 33) 構造工学委員会風洞実験相似則検討小委員会：【委員会報告】風洞実験相似則に関する調査研究, 土木学会論文集 No. 489/I-27, 1994 年 4 月, pp. 17-25.

第6章 高レイノルズ数領域における非定常空気力係数の振幅依存性

6.1 概要

本章では、第5章において計測された非定常空気力係数に関連して、加振振幅を変化させた計測を行い、非定常空気力係数の振幅依存性について考察する。さらに、得られた非定常空気力係数を用いたフラッタ-解析を行い、フラッタ-風速に及ぼす非定常空気力係数の振幅依存性についても検討する。

一般に非定常空気力係数は、振幅に対して線形となるとは限らず、場合によっては非線形性がフラッター応答特性に影響を及ぼすことも考えられる。しかし、通常実施されているフラッタ-解析は、非定常空気力係数は線形性を有することを前提条件としている。そのため、振幅を変化させて非定常空気力係数の振幅依存性の有無を確認することが望ましい^{1), 2)}。

非定常空気力を強制加振法によって求める場合、一定の正弦波である定常振動を前提にしている。しかし、フラッター振動時には、橋桁自身の振動によって断面まわりの流れパターンが変化し、振動振幅の大きさによっては、はく離流れの巻き込みが促進されて橋桁断面の表面圧力分布が変化することが予想される。したがって、橋桁に作用する非定常空気力は、振幅に対して非線形となることが十分考えられる。実際、非線形振動論からフラッターを説明する研究例¹⁾が見受けられる。また、正弦波による定常振動と限定せず、発散振動や減衰振動など一般振動状態に対しても適用可能な非定常空気力モデルを導入している研究例^{3), 4)}がある。さらに、非線形空気力と振動応答の関係を明らかにするため、振動方程式の展開による考察を行っている研究例⁵⁾もある。この研究では、応答の推定は空気力を振幅と無次元風速の関数としていかに正確に表示するかに帰着すること、本手法の2次元モデルへの適用は可能であるが、橋軸方向に振幅の異なる3次元構造物に対しては今後の検討であると結論づけている。一方、加振振幅の大きさによって、橋軸方向のある2点間の非定常空気力の相関が異なることをフラッタ-解析に反映させている研究⁶⁾もある。

具体的な構造物の非定常空気力係数の振幅依存性に関する研究例として、ストアベルト東橋の偏平6角形断面の縮尺1/300タウトストリップ模型を用いた研究⁷⁾や、矩形断面とH型断面を対象に1.3度～12度というねじれの大加振振幅による強制加振法による表面圧力測定実験から非定常空気力係数を求めている研究^{8), 9), 10)}がある。さらに、縮尺1/2の着氷4導体送電線の部分模型（導体直径D=19mm）に作用する非定常空気力を、大振幅非定常空気力測定装置を用いて、鉛直振幅±5～350mm、ねじれ振幅±5～55°の大振幅加振から求めている研究¹¹⁾もある。

なお、本州四国連絡橋公団の風洞試験要領¹²⁾では、強制加振法の場合、鉛直たわみ振動は桁幅Bの±1/100、ねじれ振動は±1度の各加振振幅で非定常空気力を計測することを標準としている。この加振振幅の妥当性についても考察する。

非定常空気力係数の振幅依存性について考察を加えたケースは、第5章で計測された非定常空気力係

数の中で、レイノルズ数依存性が認められた「80gratings フェアリング角度 80 度，中央開口部グレーチング」である。

6.2 風洞試験

6.2.1 模型・風洞・計測方法

計測対象とした模型は，縮尺 1/10 部分模型であり，使用した風洞はカナダ NRC 大型風洞である．模型断面図を図-6.1 に示す．また，風洞内に模型を設置した状況を図-6.2 に示す．これらの詳細については，第 4 章「4.2 風洞試験」に記述されている．計測方法は，第 5 章「5.3 非定常空気力計測方法」で述べたとおりである．異なる点は加振振幅の大きさのみである．

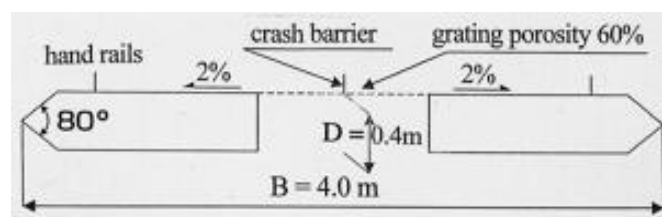


図-6.1 検討対象の橋桁断面



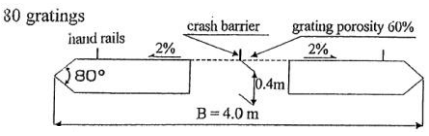
図-6.2 NRC 大型風洞と縮尺 1/10 部分模型

6.2.2 試験ケース

非定常空気力を計測する試験ケースを表-6.1 に示す．このケースを選定した理由は次のとおりである．

- ① 第 5 章で計測された非定常空気力係数の中で，レイノルズ数依存性が認められた橋桁断面である．
- ② 加振振幅の選定は，ソフトフラッター-を前提にして計測精度を考慮して出来るだけ小さい振幅とする．
- ③ レイノルズ数範囲は同一にして，非定常空気力係数の振幅依存性を把握する．

表-6.1 試験ケース（縮尺 1/10 部分模型，NRC 大型風洞）

断面	迎角 (度)	加振 振動数 f(Hz)	加振振幅		風洞風速 V(m/s)	換算振動数 k=fB/V
			η B/100(m)	θ (度)		
	0	0.754	±0.0398	±1.0	35.0～55.0	0.0546～0.0857
	0	0.754	±0.0265	±0.67	35.0～55.0	0.0546～0.0857
	0	0.754	±0.0133	±0.33	35.0～55.0	0.0546～0.0857
	+3	1.583	±0.0398	±1.0	35.0～55.0	0.1146～0.1800
	+3	1.583	±0.0265	±0.67	35.0～55.0	0.1146～0.1800
	+3	1.583	±0.0133	±0.33	35.0～55.0	0.1146～0.1800

注記) η : 鉛直たわみ加振振幅, θ : ねじれ加振振幅, 両者はそれぞれ単独で加振.

B : 模型桁幅 (=4.0m)

6.3 加振振幅と非定常空気力係数の関係

迎角 0 度および+3 度において, 加振振幅を変化させて計測した非定常空気力係数をそれぞれ図-6.3 および図-6.4 に示す. 比較のため, 平板空気力係数も併記した. なお, 非定常空気力係数の定義は, 第 5 章「5.2.2 航空工学の分野における表現」に示したように航空工学の分野における定義式(6.1), 式(6.2)に基づいている.

$$L = \pi \rho B^3 \omega^2 \left\{ (C_{L\eta R} + iC_{L\eta i}) \frac{\eta}{B} + (C_{L\theta R} + iC_{L\theta i}) \theta \right\} \quad (6.1)$$

$$M = \pi \rho B^4 \omega^2 \left\{ (C_{M\eta R} + iC_{M\eta i}) \frac{\eta}{B} + (C_{M\theta R} + iC_{M\theta i}) \theta \right\} \quad (6.2)$$

ここで, L, M : 非定常揚力, 非定常空力モーメント,

ρ : 空気密度, B : 桁幅, ω : 円振動数,

η : 鉛直たわみ変位 (上向き正, 桁幅中央点における変位)

θ : ねじれ変位 (頭上げ正)

C_{XYZ} : 非定常空気力係数 (無次元振動数 $k = fB/V$ の関数, f : 振動数, V : 風速)

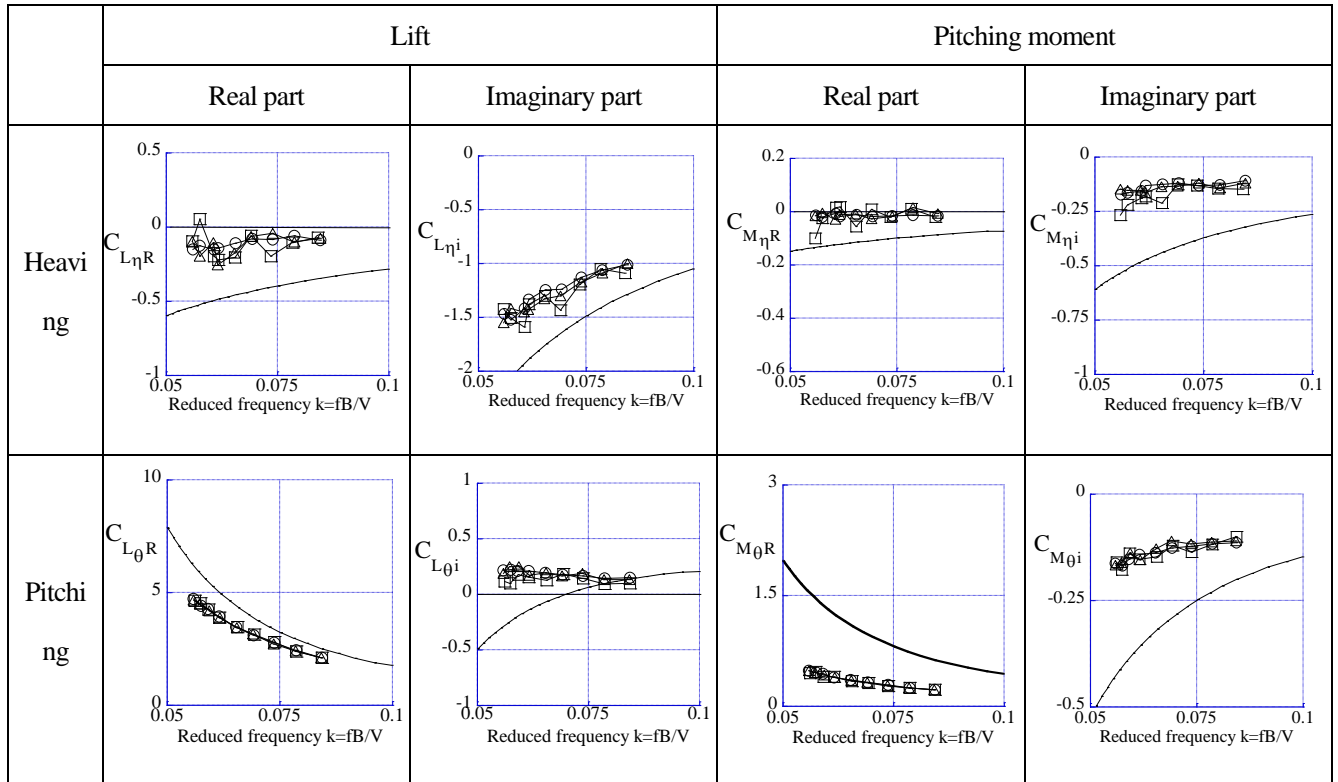


図-6.3 加振振幅を変化させた非定常空気力係数
(80gratings, フェアリング角度80度, 中央開口部グ
レーチング, 迎角0度)

\bigcirc Amp.= $\eta = B/100$ or 1deg.
 \triangle Amp.= $2/3 \eta$ or 2/3deg.
 \square Amp.= $1/3 \eta$ or 1/3deg.
 — Theodorsen

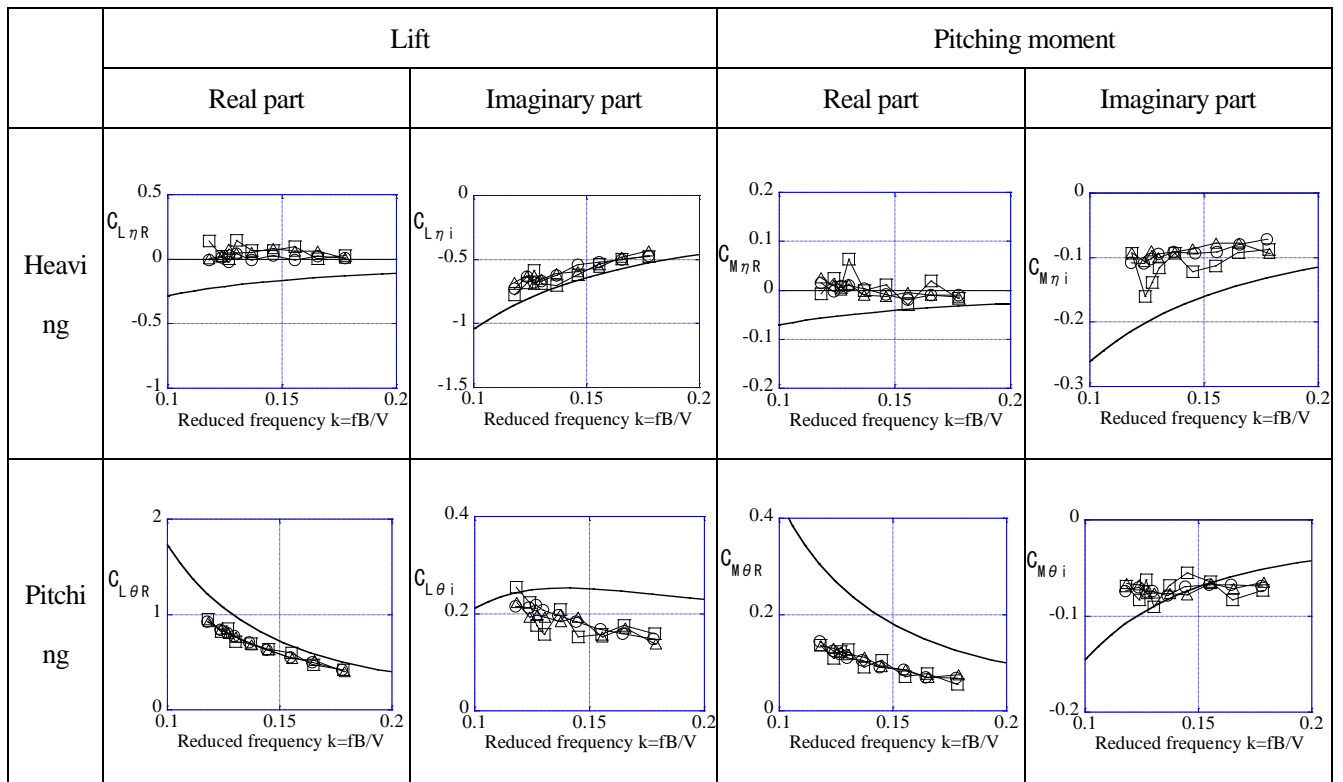


図-6.4 加振振幅を変化させた非定常空気力係数
(80gratings, フェアリング角度80度, 中央開口部グ
レーチング, 迎角+3度)

\bigcirc Amp.= $\eta = B/100$ or 1deg.
 \triangle Amp.= $2/3 \eta$ or 2/3deg.
 \square Amp.= $1/3 \eta$ or 1/3deg.
 — Theodorsen

図-6.3 および図-6.4 に示した非定常空気力係数は、加振振幅を3種類変化させたのみで、計測レイノルズ数領域は同じに設定している。加振振幅の選定は、実橋のフラッターの発現タイプをソフトフラッターであると仮定し、計測精度に考慮してできるだけ小さい振幅における非定常空気力を計測することに注力した。したがって、加振振幅は通常の数値、すなわち鉛直たわみ加振のとき $\eta = \pm B/100$ (B: 模型桁幅)、ねじれ加振のとき $\theta = \pm 1.0$ 度を基準として、その2/3, 1/3 も含め3種類とした。

計測された非定常空気力係数はいずれも加振振幅による有意な差異は認められなかった。迎角0度、+3度における鉛直たわみ加振時の空力モーメント係数である $C_{M\eta R}$, $C_{M\eta i}$ は、空気力自身が小さいため、加振振幅が基準の1/3のとき多少ばらつきが散見される。計測精度の限界に近いものと考えられる。

既往の研究では、ストアベルト東橋の偏平六角形断面を有する縮尺1/300のタウトストリップ模型を用いた非定常空気力計測例⁷⁾がある。このとき風洞風速は6.5m/sに固定し、固有振動数を変化させている。なお、加振振幅は次のとおり4種類変化させている。

- ・鉛直たわみ $\pm 2.6\text{mm}$ (桁幅Bの $\pm 2.6\%$)、 $\pm 1.5\text{mm}$ ($\pm 1.5\%$)、 $\pm 1.0\text{mm}$ ($\pm 1.0\%$)、 $\pm 0.5\text{mm}$ ($\pm 0.5\%$)
- ・ねじれ ± 2.5 度、 ± 1.5 度、 ± 1.0 度、 ± 0.5 度

その結果、無次元風速 $V_r = V/fB$ (V: 風速, f: 振動数, B: 桁幅) が10以下においては振幅依存性が認められず、 $V_r > 10$ においてやや振幅依存性が認められたと報告されている。ただし、この研究例のレイノルズ数は、桁高Dを代表長としたとき、 $Re = VD/\nu = 6.5 \times 10^3$ (V: 風速=6.5m/s, D: 桁高=4.4m/300=0.0147m, ν : 動粘性係数= $1.46 \times 10^{-5} \text{m}^2/\text{s}$) と小さいことに注意する必要がある。

6.4 フラッター解析による振幅依存性の評価

6.4.1 2次元ばね支持構造系を対象としたフラッター-解析結果^{13), 14)}

ここでは、得られた非定常空気力係数を用いてフラッター-解析を行うことにより非定常空気力係数の振幅依存性に関する考察を加える。

対象構造系は、図-6.1と同じ断面形状を有する縮尺1/80の部分模型がばね支持された状態を再現したFEM解析モデルである。なお、フラッター-解析は、第5章でレイノルズ数依存性が認められた迎角+3度のみとした。解析結果を表-6.2に示す。

表-6.2 フラッター-解析結果 (レイノルズ数領域同じ、加振振幅変化、迎角+3度)

CASE	Amp. of Forced Oscillation		Freq.(Hz)	Flutter speed(m/s)	@ $k=fB/V=0.15$	
	η / B	θ (deg.)			V(m/s)	$Re=VD/\nu$
1	1/100	1.0	1.583	>7.4	42.2	1.2×10^6
2	1/100*2/3	1.0*2/3	1.583	>7.5	42.2	1.2×10^6
3	1/100*1/3	1.0*1/3	1.583	>7.5	42.2	1.2×10^6

B:Deck width(=4.0m) D:Deck depth(=0.4m)

加振振幅の異なる3ケースのフラッタ-風速はいずれも7.4～7.5m/s以上となり、加振振幅の違いによる明確な違いは認められなかった。この理由は次のとおりである。

加振振幅が一定で、レイノルズ数を変化させたフラッタ-解析結果を表-6.3に示す。レイノルズ数の増加にともない、フラッタ-風速は高くなる傾向にある。加振振幅を変化させた表-6.2の解析ケースは、表-6.3の解析ケースよりレイノルズ数が高いため、フラッタ-風速が高くなり、フラッタ-解析によってフラッタ-風速を十分追うことができなかったためと考えられる。

表-6.3 フラッタ-解析結果（レイノルズ数領域変化，加振振幅一定，迎角+3度）

CASE	Amp. of Forced Oscillation		Freq.(Hz)	Flutter speed(m/s)	@k=fB/V=0.15	
	η /B	θ (deg.)			V(m/s)	Re=VD/v
4	1/100	1.0	0.440	7.5	11.7	3.2×10^5
5	1/100	1.0	0.792	9.0	21.1	5.8×10^5
6	1/100	1.0	1.231	>9.1	32.8	9.0×10^5
1	1/100	1.0	1.583	>7.4	42.2	1.2×10^6

B:Deck width(=4.0m) D:Deck depth(=0.4m)

6.4.2 3次元全橋解析モデルを対象としたフラッター解析結果¹⁵⁾

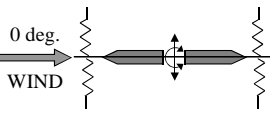
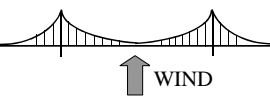
次に、中央径間長2,500mの完成系長大吊橋解析モデルに加振振幅を変化させた非定常空気力係数を用いて、フラッター解析を行うことにより非定常空気力係数の振幅依存性に関する考察を加える。

使用する3次元全橋解析モデルの詳細については、第8章の8.2節および8.3節で詳細に述べるので、ここでは割愛する。フラッター解析ケースを表-6.4に示す。気流傾斜角は0度とした。なお、比較の意味で、縮尺1/80模型のばね支持試験状態を再現した解析モデルを対象としたフラッター解析も行った。迎角は0度とした。

解析結果を図-6.5に示す。強制加振法によって非定常空気力を計測する加振振幅を変化させた3種類の非定常空気力係数を用いたフラッター解析結果であるフラッター風速において、大きな振幅依存性は認められないことが分かった。ただし、これは本研究対象の橋梁断面について言えることであり、異なる橋梁断面の非定常空気力係数の振幅依存性を議論する場合、加振振幅を変化させた風洞試験を行うことによって振幅依存性について考察を行う必要がある。

現行の本州四国連絡橋風洞試験要領(2001)の加振振幅に関する評価については、次の節において考察する。

表-6.4 フラッター解析ケース

解析対象の構造系	迎角または 気流傾斜角	非定常空気力係数			構造減衰***) (対数減衰率)
		レイノルズ数 Re=VD/ ν*)	加振振幅**)		
			η B/100(m)	θ (度)	
	0 度	1.5×10 ⁶	±0.0398	±1.0	0.02
	0 度	1.5×10 ⁶	±0.0265	±0.67	0.02
	0 度	1.5×10 ⁶	±0.0133	±0.33	0.02
	0 度	1.5×10 ⁶	±0.0398	±1.0	0.02
	0 度	1.5×10 ⁶	±0.0265	±0.67	0.02
	0 度	1.5×10 ⁶	±0.0133	±0.33	0.02

*) V : 風速(m/s), D : 桁高(m), ν : 動粘性係数(m^2/s)

**) η : 鉛直たわみ加振振幅, θ : ねじれ加振振幅, 両者はそれぞれ単独で加振. B : 模型桁幅 (=4.0m)

***) 2次元解析モデルは, 鉛直たわみ, ねじれの2モードのみ. 3次元全橋解析モデルは1~50 次までの50 モードを考慮した.

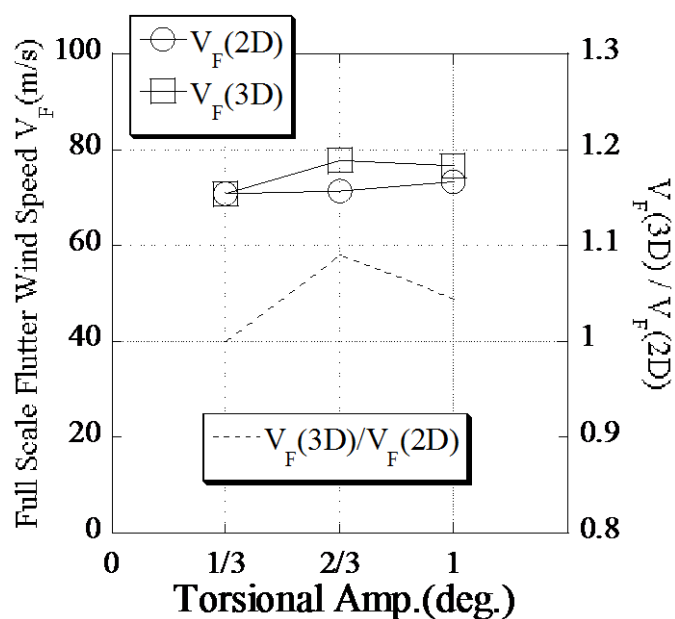
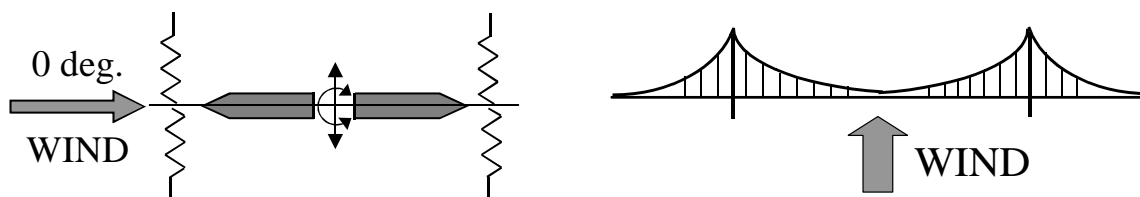


図-6.5 フラッター解析結果 (3次元全橋解析モデル, 気流傾斜角0度, 非定常空気力係数 $Re=1.5 \times 10^6$)

6.4.3 本州四国連絡橋風洞試験要領(2001)の加振振幅に関する評価

本州四国連絡橋公団の風洞試験要領^{1,2)}では、強制加振法の場合、鉛直たわみ振動は桁幅 B の $\pm 1/100$ 、ねじれ振動は ± 1 度の各加振振幅で非定常空気力を計測することを標準としている。この数値の根拠は次のとおりである。すなわち、橋桁が鉛直たわみ振動とねじれ振動の位相差が 0 度でフラッターを生じている場合、ねじれ振幅 1 度における橋桁断面中心における鉛直たわみ振幅は、 $(B/2) \times \sin 1^\circ = 0.0087 \times B \div 1/100 \times B$ であることから、両加振振幅は関連付けられる。

本研究では、フラッター-の発現パターンをソフト・フラッター-という前提条件で、加振振幅の設定を上記風洞試験要領の数値を基準として、その $2/3$ および $1/3$ の加振振幅においても非定常空気力を計測した。その結果、空気力の計測精度も勘案すると、上記風洞試験要領で規定されている鉛直たわみ振動は桁幅 B の $\pm 1/100$ 、ねじれ振動は ± 1 度の各加振振幅は妥当であるものと評価できると考えられる。

ただし、この結論は高いレイノルズ数領域において、本研究の対象とした橋桁断面に限定したものである。他の橋桁断面については、現時点で得られている知見を総括しても振幅依存性の有無を判断できないと考えられる。したがって、この場合、厳密には加振振幅を変化させて非定常空気力を計測する必要がある。

6.5 まとめ

本章では、第5章において計測された非定常空気力係数に関連して、加振振幅を変化させた追加計測を行い非定常空気力係数の振幅依存性について考察を加えた。得られた主要結果は、次のとおりである。

- (1) 加振振幅は、本州四国連絡橋風洞試験要領(2001)において規定されている加振振幅、すなわち鉛直たわみ加振のとき $\eta = \pm B/100$ (B : 模型桁幅)、ねじれ加振のとき $\theta = \pm 1$ 度を基準として、その $2/3$ 、 $1/3$ も含め3種類とした。これは、フラッター-の発現パターンをソフト・フラッター-という前提で設定された。計測された非定常空気力係数はいずれも加振振幅による有意な差異は認められなかった。計測された非定常空気力係数を用いたフラッター-解析結果においても、非定常空気力係数の振幅依存性は認められなかった。
- (2) 空気力の計測精度も勘案すると、上記風洞試験要領で規定されている鉛直たわみ振動は桁幅 B の $\pm 1/100$ 、ねじれ振動は ± 1 度の各加振振幅は妥当であるものと評価できると考えられる。ただし、この結論は高いレイノルズ数領域において、本研究の対象とした橋桁断面に限定したものである。

参考文献

- 1) 久保喜延, 伊藤 学, 宮田利雄: 風による吊橋の多自由度非線形応答に関する研究, 土木学会論文報告集, 第 252 号, 1976 年, pp. 35-46.
- 2) 山田 均, 宮田利雄, 勝地 弘, 鈴木 猛, 杉浦 江: 非線形性を導入した非定常空気力に関する研究, 構造工学論文集 Vol. 47A, 2001 年 3 月, pp. 967-976.
- 3) 岩本政巳, 藤野陽三: 一般振動下の非定常空気力を用いた橋桁のフラッター解析, 土木学会論文集 No. 598/I-44, 1998 年 7 月, pp. 311-322.
- 4) 岩本政巳, 藤野陽三: 有限次数近似モデルに基づく橋桁の非定常空気力の同定, 土木学会第 54 回年次学術講演会講演概要集第一部(B), I-B338, 1999 年 9 月, pp. 672-673.
- 5) 森光康夫: 非定常空気力の非線形性についての考察, 構造物の耐風性に関する第二回シンポジウム論文集, 1972 年, pp. 183-190.
- 6) R. H. Scanlan: Amplitude and turbulence effects on bridge flutter derivatives, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 123, No.2, February, 1997, pp.232-236.
- 7) G.L. Larose, A.G. Davenport, J.P.C. King: On the unsteady aerodynamic forces on a bridge deck in turbulent flow, *Proc. 7th US National Conf. on Wind Engineering*, UCLA, USA, 1993.
- 8) M. Noda, H. Utsunomiya, F. Nagao, M. Kanda, N. Kanaumi, N. Shiraishi: Effects of oscillation amplitude on aerodynamic derivatives, *J. Wind Eng. Ind. Aerodyn.* 91, 2003, pp.101-111.
- 9) 田中映子, 宇都宮英彦, 長尾文明, 野田 稔, 金海展弘: 充複断面に働くフラッター空気力の振幅依存性について, 土木学会第 54 回年次学術講演会講演概要集, I-B349, 1999 年 9 月, pp. 694-695.
- 10) 宇都宮英彦, 長尾文明, 野田 稔, 白石展博: 扁平矩形断面における非定常空気力係数の振幅依存性, 土木学会第 56 回年次学術講演会講演概要集, I-B355, 2001 年 10 月, pp. 710-711.
- 11) 木村吉郎, 井上 学, 藤野陽三, 雪野昭寛, 井上浩男, 森島弘吉: 大振幅加振時に着氷 4 導体送電線に作用する非定常空気力の特性, 構造工学論文集 Vol. 46A, 2000 年 3 月, pp. 1055-1062.
- 12) 本州四国連絡橋公団: 本州四国連絡橋風洞試験要領(2001)・同解説, 2001 年 8 月.
- 13) 松田一俊, K. R. Cooper, 田中 宏: 高レイノルズ数領域における橋梁非定常空気力の振幅依存性, 土木学会第 57 回年次学術講演会講演概要集, I-492, 2002 年 9 月, pp. 983-984.
- 14) 松田一俊, K. R. Cooper, 田中 宏: 高レイノルズ数領域における橋梁非定常空気力の振幅依存性, 第 51 回理論応用力学講演会講演論文集, 2002 年 1 月, pp. 299-300.
- 15) K. Matsuda, K.R. Cooper, H. Tanaka: The analysis of wind -Induced static displacements and flutter for long-span suspension bridges using steady and unsteady aerodynamic forces measured at high Reynolds numbers, *Proceedings of 11th International Conference on Wind Engineering*, Lubbock, Texas, USA, 2003, pp. 649-656.

第7章 定常空気力に及ぼすレイノルズ数効果を考慮したガスト応答特性に関する解析的検討

7.1 概要

第4章において、長大橋の橋桁断面に作用する定常空気力に及ぼすレイノルズ数効果について検討・考察を行った。その結果、レイノルズ数効果が大きい断面の形状は、フェアリング先端角度80度、開口部にグレーチングが配置された“80gratings”とフェアリング先端角度80度、開口部にグレーチングがない“80space”であることが分かった。とくに-2度以下および+3度以上の迎角において、レイノルズ数の増加とともに揚力係数および空力モーメント係数が徐々に変化していく傾向となった。

ただし、この場合の対象構造物は、長大橋の橋桁断面を有する部分模型であることから、上記のレイノルズ数効果の存在は、2次元空気力ベースにおける知見である。しかし、実際の構造物は3次元構造物である。そこで、本章では、3次元構造物として架設系長大斜張橋を取り上げ、レイノルズ数の異なる定常空気力係数を用いた風荷重静的変形解析およびガスト応答解析を行い、架設系長大斜張橋の風荷重静的変形およびガスト応答に及ぼすレイノルズ数効果に関する解析的検討および考察を行った。通常、低レイノルズ数領域において、部分模型を用いた三分力試験から得られる定常空気力係数をガスト応答解析に使用することが多い。そのため、従来、レイノルズ数を変化させた定常空気力係数を用いて、長大橋梁のガスト応答解析を行った研究例はほとんど見当たらない。

7.2 定常空気力に及ぼすレイノルズ数を考慮した静的風荷重変形特性^{1), 2)}

本章で検討対象としたのは、中央径間長1,000m級長大斜張橋の中央径間併合直前の桁最大張り出し状態である。したがって、静的風荷重による静的変形とくに水平たわみ変形が大きくなることが予想される。さらに、橋桁が橋軸方向にねじれ静的変形が連続的に変化することにより、作用する定常空気力も橋軸方向に変化する可能性が考えられる。そこで、本節では、ガスト応答解析を行う前段階において、逐次荷重増分法による風荷重静的変形解析を行い、定常空気力係数のレイノルズ数効果が架設系斜張橋の風荷重静的変形に及ぼす影響について検討する。

7.2.1 解析モデル

本章で解析の対象とする架設系長大斜張橋に適用する橋桁断面形状は、図-7.1に示すように第4章～第6章において検討対象とした断面である。この橋桁断面を有する架設系長大斜張橋の構造諸元および振動諸元を表-7.1に示す。この構造諸元は、ある海外橋梁プロジェクトで実施した概略基本設計データを一部修正したものである。したがって、表-7.1に示す橋桁の剛性、単位長質量、単位長極慣性モーメントは、図-7.1の橋桁断面とは無関係である。さらに、本研究ではガスト応答を大きくしてレイノルズ

ここでは、上記に述べた構造諸元をベースに作成された架設系斜張橋解析モデルを用いて、図-7.1に示す橋桁の定常空気力に及ぼすレイノルズ数効果を考慮したガスト応答特性について検討する。

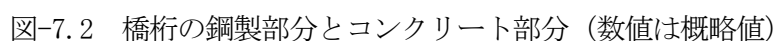
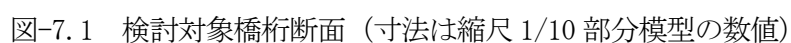


表-7.1 解析の対象とした架設系長大斜張橋の構造諸元・振動諸元

項目		内容
スパン割		側径間 289.0m + 中央径間側 500m（張り出し長）
橋軸方向ケーブル形状		ファン型
塔形式		コンクリート製 1 本柱
塔高		300m
鋼橋桁	断面積	1.0～1.8 m ² /deck
	鉛直曲げ剛性	1.25～2.30 m ⁴ /deck
	水平曲げ剛性	28.5～56.6 m ⁴ /deck
	ねじれ剛性	1.40 m ⁴ /deck
	単位長質量	18.33 t/m/deck
	単位長極慣性モーメント	498.2 tm ² /m/deck
コンクリート 橋桁	断面積	16.1～23.8 m ² /deck
	鉛直曲げ剛性	18.4～26.2 m ⁴ /deck
	水平曲げ剛性	509.1～665.2 m ⁴ /deck
	ねじれ剛性	51.5～73.3 m ⁴ /deck
	単位長質量	42.4～61.5 t/m/deck
	単位長極慣性モーメント	1,486.2 tm ² /m/deck
塔	断面積	19.3～124.5 m ² /tower
	鉛直曲げ剛性	115.7～7,332 m ⁴ / tower
	水平曲げ剛性	115.7～7,332 m ⁴ / tower
	ねじれ剛性	192.6～11,338 m ⁴ / tower
	単位長質量	49.15～311.3 t/m/ tower
	単位長極慣性モーメント	481.5～28,345 tm ² /m/ tower
ケーブル	直径	0.113～0.169 m/本（中央径間側），0.133～0.175 m/本（側径間）
	断面積	0.0063～0.0174 m ² /本（中央径間側），0.0063～0.0192 m ² /本（側径間）
	張力	2,293～9,163 N/本（中央径間側），3,567～10,329 N/本（側径間）
固有振動数		次節の表-7.3～表-7.7 参照
固有振動モード		同上
一般化質量・等価質量		次節の表-7.8，表-7.9

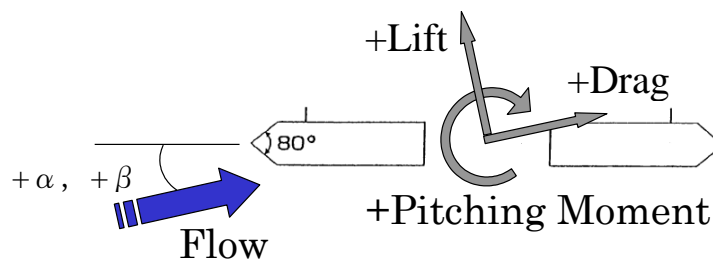
7.2.2 解析方法・解析ケース

風荷重静的変形は、逐次荷重増分法³⁾による風荷重静的変形解析を用いた。解析に使用する定常空気力係数は、第4章で述べたレイノルズ数の異なる風洞試験値を採用した。定常空気力係数の定義⁴⁾を式(7.1)～式(7.3)に示す。また、定常空気力係数を図-7.3に示す。

$$C_D = \frac{D_s}{\frac{1}{2} \rho V^2 A_n} \quad (7.1)$$

$$C_L = \frac{L_s}{\frac{1}{2} \rho V^2 B} \quad (7.2)$$

$$C_M = \frac{M_s}{\frac{1}{2} \rho V^2 B^2} \quad (7.3)$$



ここで、 C_D 、 C_L 、 C_M ：抗力係数，揚力係数，空力モーメント係数

D_s 、 L_s 、 M_s ：単位長あたりの平均抗力(N/m)，平均揚力(N/m)，平均空力モーメント(N・m/m)

ρ ：空気密度(kg/m³)

V ：風速(m/s)

A_n ：桁の単位長あたり投影面積(m²/m，ここでは便宜上 桁高分のみ)

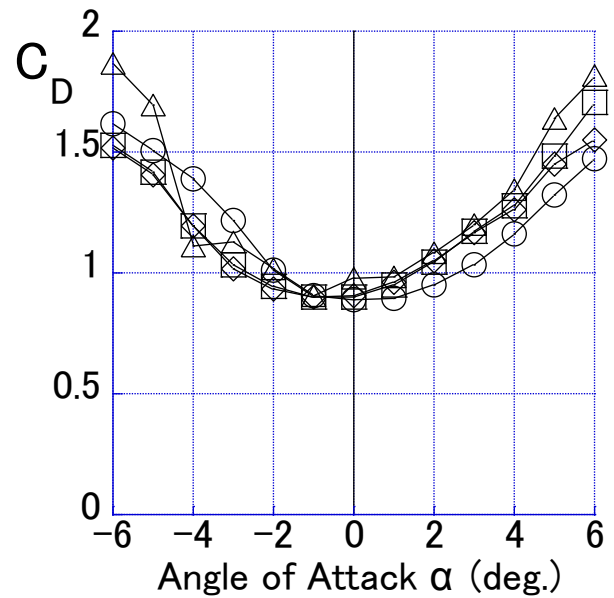
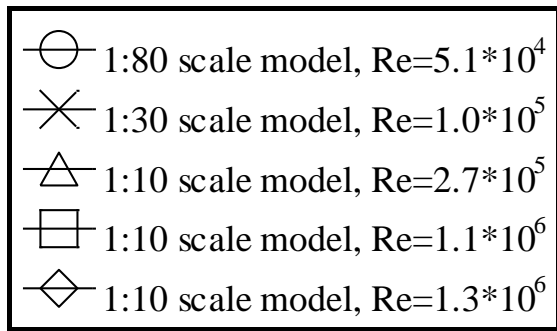
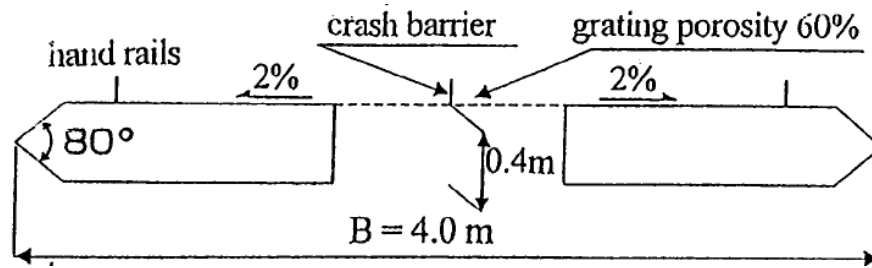
B ：桁幅(m，ここでは便宜上 フェアリング角度80度で統一，実橋40m)

α ：迎角(度) 水平を0度，部分模型の場合

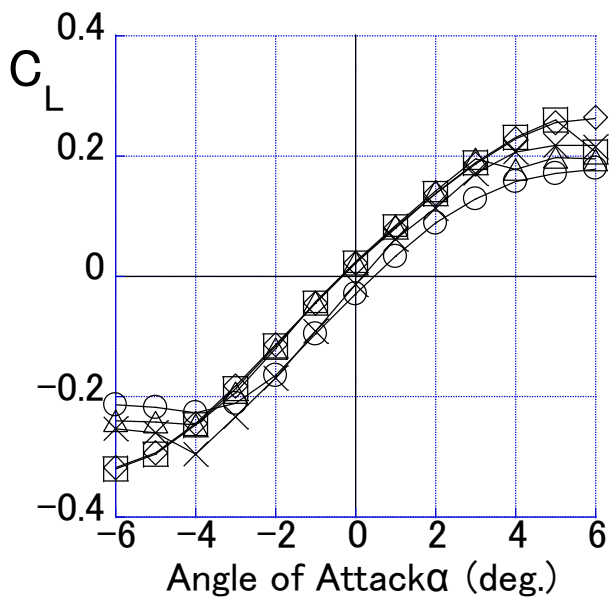
β ：気流傾斜角(度) 水平を0度，架設系長大斜張橋解析モデルの場合

解析ケースを表-7.2に示す。気流傾斜角は、-5度，-3度，0度，+3度（吹き上げを正）の4種類とし、定常空気力係数は、3種類の異なるレイノルズ数で得られたものを解析に使用する。したがって、全解析ケースは、4×3=12 ケースである。

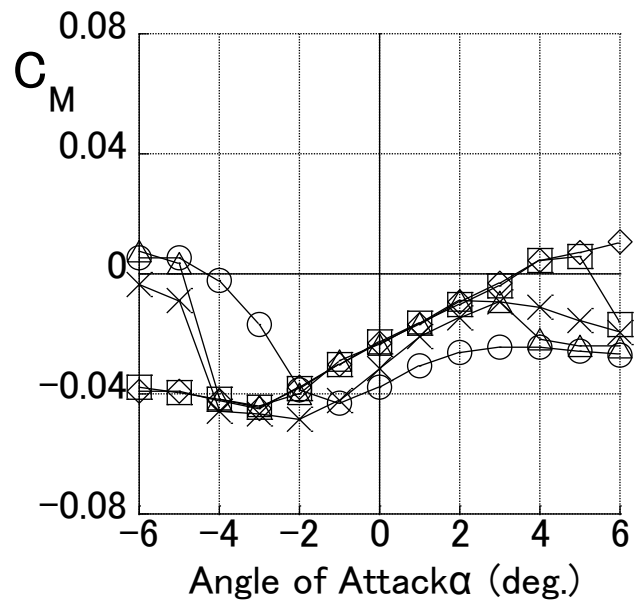
付録Aに、使用した風荷重静的変形解析プログラムの概要および妥当性を記述した。



(a) 抗力係数



(b) 揚力係数



(c) 空力モーメント係数

図-7.3 迎角—三分力係数曲線 (80gratings 断面)

表-7.2 風荷重静的変形解析ケース

番号	気流傾斜角*) β (度)	定常空気力係数を計測した レイノルズ数 $Re=VD/\nu$ **)	桁平均高度 80mに おける風速***)
1	-5	5.1×10^4	50
2		1.0×10^5	50
3		1.3×10^6	50
4	-3	5.1×10^4	50
5		1.0×10^5	50
6		1.3×10^6	50
7	0	5.1×10^4	50
8		1.0×10^5	50
9		1.3×10^6	50
10	+3	5.1×10^4	50
11		1.0×10^5	50
12		1.3×10^6	50

*) 水平を 0 度. 吹き上げを正とした.

**) V : 風速 (m/s), D : 桁高 (m), ν : 動粘性係数 (m^2/s)

***) ベキ指数 $\alpha=1/8$ の風速鉛直分布を有する平均風速.

7.2.3 解析結果と考察

橋桁が風荷重を受けて生じる静的変形を, 水平たわみ, 鉛直たわみ, ねじれの 3 成分で表現するが, それらの向きの定義を図-7.4 に示す. 気流傾斜角 β は, 水平を 0 度とし, 吹き上げを正としている.

各気流傾斜角に対する橋桁張り出し先端部の風荷重静的変位を図-7.5 に示す. 解析に用いた定常空気力係数は, 3 種類の異なるレイノルズ数で計測された風洞試験値である. 各気流傾斜角において橋桁の平均高度 80m における平均風速は 50m/s である. 気流傾斜角 $\beta = -5$ 度における鉛直たわみを除いて, レイノルズ数効果はほとんど認められない. この原因は次のように推定できる. すなわち, 作用する風速が一定のとき, 風荷重静的変位は, 主として定常空気力係数の大きさによって決定されるが, これは図-7.3 に示すように, 断面形状およびレイノルズ数が同一のとき迎角の関数となる. 橋桁の迎角は, 気流傾斜角と風荷重静的ねじれ変位から構成される. 図-7.5 において, レイノルズ数の変化に対して水平たわみ変位 (○) とねじれ変位 (□) の変化が, ほぼ平行となっていることから, 橋桁張り出し状態における橋桁のねじれ変位は, 水平たわみ変位と相関が高いことが推察される. 検討対象の中央径間併合直

前の架設系長大斜張橋のケーブルは、2面吊りである。橋梁が静的風荷重を受けたとき、桁張り出し先端部に近いほど水平たわみ変位が大きくなることによって、風上側ケーブルの長さが伸び、ケーブル張力が大きくなる。一方、風下側ケーブルの長さは、風上側に比べ短くなることからケーブル張力は小さくなる。その結果、橋桁の姿勢は風に対して頭上げとなる。したがって、本橋のような架設系長大斜張橋の橋桁の場合、ねじれ変位は空力モーメントによって生じるというよりも、水平たわみ変位に伴って生じるという構造的な特徴を有している。図-7.3より抗力係数はレイノルズ数の影響をほとんど受けないため、各気流傾斜角における水平たわみ変位（○）は、レイノルズ数に依らずほぼ一定となっている。

以上を総合すると、各気流傾斜角における水平たわみ変位およびねじれ変位は、レイノルズ数に依らずほぼ一定となる。また、鉛直たわみ変位（△）は、変形量そのものが小さいものの気流傾斜角 $\beta = -5$ 度においてレイノルズ数の影響が見られる。この原因は、中央径間側の張り出し桁に作用する揚力の橋軸方向分布が、レイノルズ数によって異なるためと考えられる。すなわち、塔付近の桁の迎角はほぼ気流傾斜角と等しい-5度であるが、桁先端部は静的ねじれ変位が約+1度であることから迎角は約-4度となる。図-7.3を見ると迎角-5度～-4度における揚力係数曲線が、レイノルズ数によって変化している。例えばレイノルズ数 5.1×10^4 の揚力係数曲線は、他の曲線に比べこの迎角範囲における絶対値が最も小さい。このため、図-7.5における気流傾斜角 $\beta = -5$ 度のレイノルズ数 5.1×10^4 の鉛直たわみ変位は他よりも小さい数値となったと考えられる。

図-7.6に風荷重静的変位の橋軸方向分布を示す。気流傾斜角は $\beta = 0$ 度、橋桁の平均高度 80m における平均風速は 50m/s である。解析に用いた定常空気力係数は、レイノルズ数 $Re = VD/\nu = 1.3 \times 10^6$ における係数である。橋桁先端部における静的鉛直たわみ変位が下向きとなっているが、これは 240t 架設クレーン2機が搭載されていることに起因している。

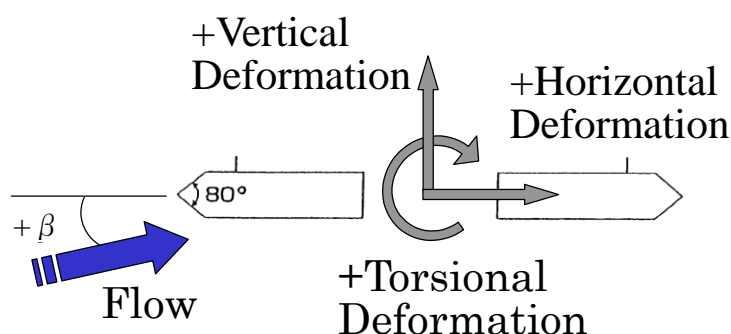
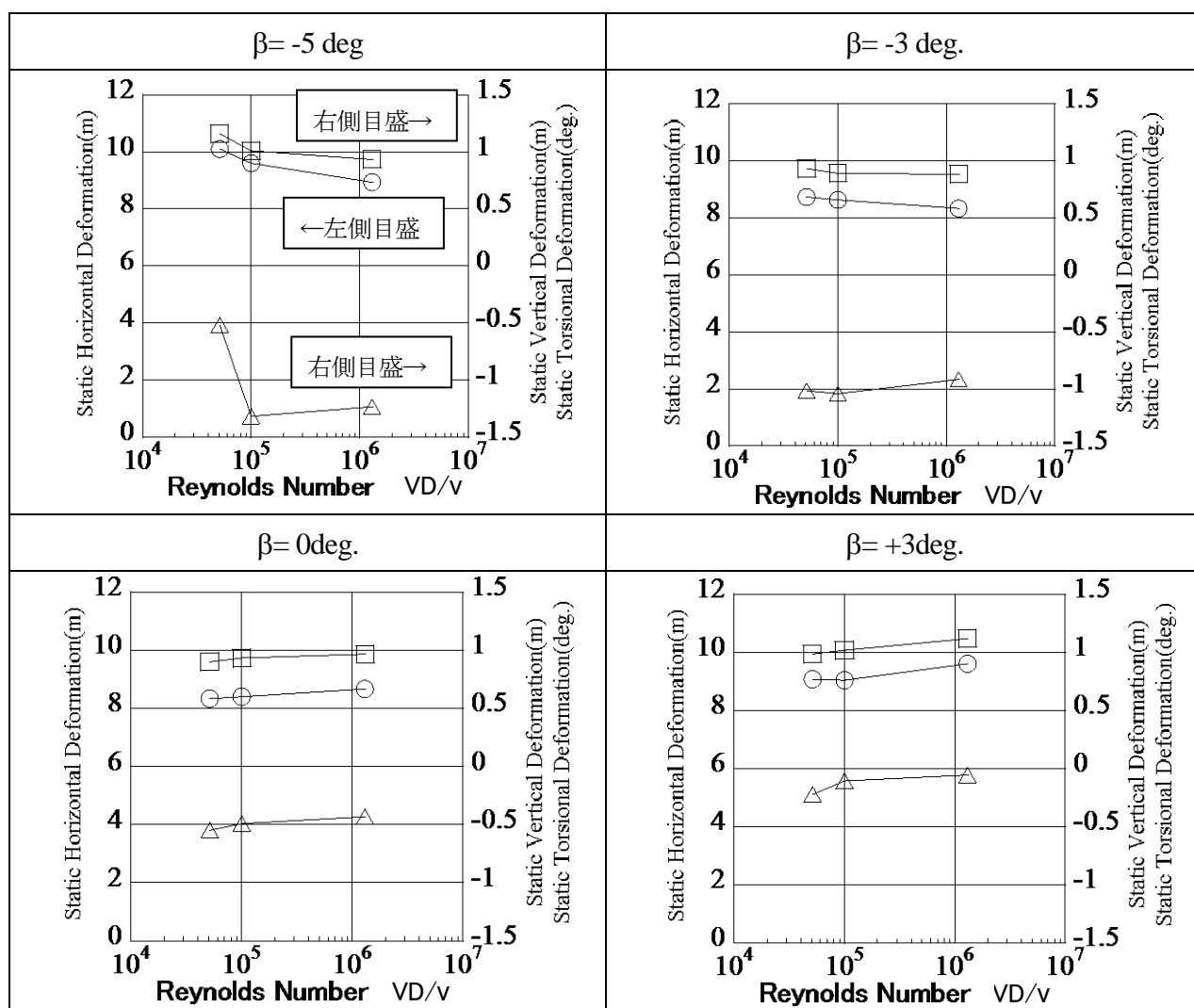


図-7.4 風荷重静的変位の向きの定義



○ Static Horizontal Deformation, Δ Static Vertical Deformation, \square Static Torsional Deformation

図-7.5 風荷重静的変位 (桁平均高度 80m における風速 50m/s)

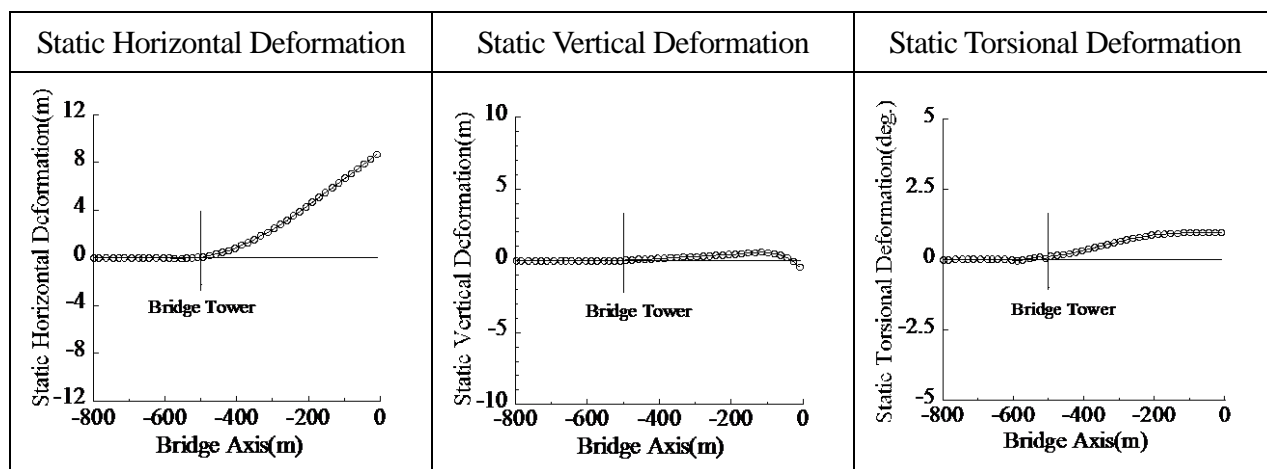


図-7.6 風荷重静的変位の橋軸方向分布 (桁平均高度 80m における平均風速 50m/s, 気流傾斜角 0 度,

定常空気力係数のレイノルズ数: $Re = VD/\nu = 1.3 \times 10^6$)

7.3 定常空気力に及ぼすレイノルズ数を考慮したガスト応答特性^{1), 2)}

前節の静的風荷重変形解析結果を踏まえて、本節では広範囲のレイノルズ数領域における定常空気力係数を用いたガスト応答解析を行い、定常空気力に影響を与えるレイノルズ数効果が、架設系長大斜張橋のガスト応答特性に及ぼす影響について検討する。この解析結果をもとに、現行の低レイノルズ数領域における風洞試験結果である定常空気力係数を用いたガスト応答解析による橋梁の耐風安定性評価の妥当性について考察する。

7.3.1 解析モデル

解析モデルは、前節で使用した解析モデルと同じである。本節では、橋梁の動的耐風安定性を照査するガスト応答解析を行うことから、まず表-7.3 に代表的な固有振動モードについて無風時固有振動数と無風時固有振動モード形を示す。さらに、レイノルズ数を3種類に変化させて計測した定常空気力係数を用いて、静的風荷重が載荷した状態における固有振動数と固有振動モード形を表-7.4～表-7.6 に示す。また、主要振動モードの固有振動数の比較表を表-7.7 に示す。これらはいずれも気流傾斜角 $\beta = -5$ 度(吹き下げ)、ベキ指数 $\alpha = 1/8$ の平均風速鉛直分布を有し、桁平均高度 80m における風速が 50m/s における解析結果である。気流傾斜角 $\beta = -5$ 度を選定した理由は、図-7.5 において $\beta = -5$ 度の風荷重静的変形が $\beta = 0$ 度の場合より大きいためである。静的変形量の違いによる固有振動数および固有振動モードの顕著な差異が出るか否かを明らかにすることを目的としている。また、表-7.8 および表-7.9 に無風時、3種類の有風時における一般化質量と等価質量の比較を示す。

表-7.7 から、各モードについて無風時の固有振動数と有風時の固有振動数の差異は、非常に小さいことがわかる。一方、固有振動モードについては、表-7.3～表-7.6 から各モードとも無風時と有風時の差異はほとんど見られない。しかし、表-7.9 から鉛直たわみ3次モードの無風時と有風時の等価質量は約10%の差異が生じている。これは、固有振動モードのうち鉛直たわみ成分の2乗積分の大きさが最大10%程度異なるためである。また、この鉛直たわみ3次モードには橋軸方向の振動成分、いわゆる遊動円木モード成分の寄与が大きいため、一般化質量および等価質量が他の鉛直たわみモードに比べ1桁大きくなっている。

表-7.3～表-7.9 から判断すると、検討対象橋梁については、無風時と有風時の固有振動数および固有振動モードの差異は小さいことから、風荷重静的変形が固有振動数および固有振動モードに与える影響は小さいものと考えられる。

付録Aに、使用した固有値解析プログラムの概要および妥当性を記述した。

表-7.3 固有振動数と固有振動モード（無風時）

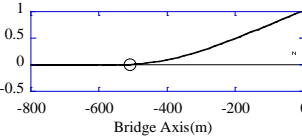
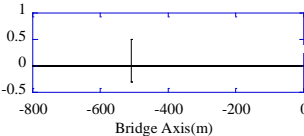
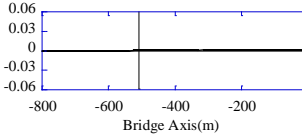
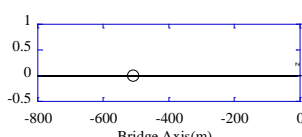
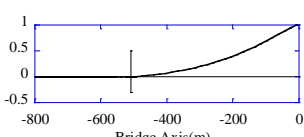
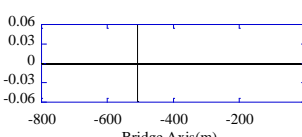
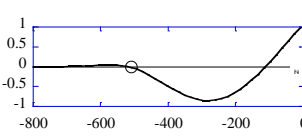
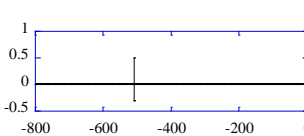
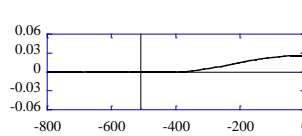
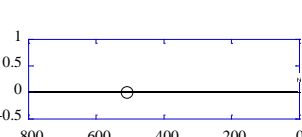
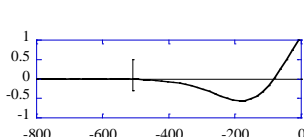
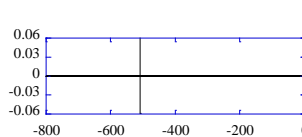
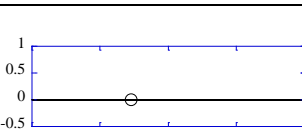
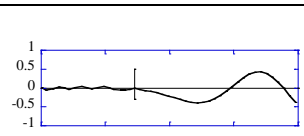
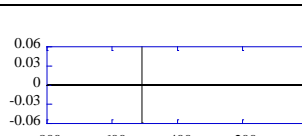
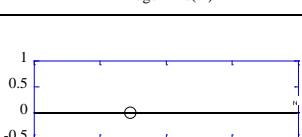
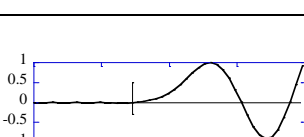
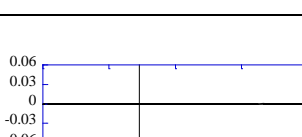
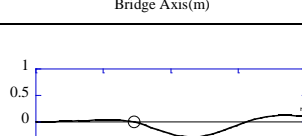
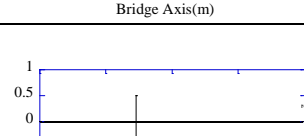
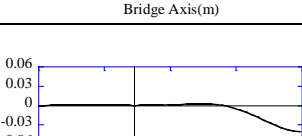
モード	固有 振動数 (Hz)	固有振動モード		
		水平たわみ成分	鉛直たわみ成分	ねじれ成分
水平たわみ 1次	0.0367 ^{sec}			
鉛直たわみ 1次	0.1504 ^{sec}			
水平たわみ 2次	0.2121 ^{sec}			
鉛直たわみ 2次	0.2794 ^{sec}			
鉛直たわみ 3次	0.3592 ^{sec}			
鉛直たわみ 4次	0.3934 ^{sec}			
ねじれ 1次	0.4202 ^{sec}			

表-7.4 固有振動数と固有振動モード

(桁平均高度における風速 50m/s, 気流傾斜角 $\beta = -5$ 度, 定常空気力係数 $Re = 5.1 \times 10^4$)

モード	固有 振動数 (Hz)	固有振動モード		
		水平たわみ成分	鉛直たわみ成分	ねじれ成分
水平たわみ 1次	0.0366			
鉛直たわみ 1次	0.1501			
水平たわみ 2次	0.2117			
鉛直たわみ 2次	0.2787			
鉛直たわみ 3次	0.3592			
鉛直たわみ 4次	0.3918			
ねじれ 1次	0.4201			

表-7.5 固有振動数と固有振動モード

(桁平均高度における風速 50m/s, 気流傾斜角 $\beta = -5$ 度, 定常空気力係数 $Re=1.0 \times 10^5$)

モード	固有 振動数 (Hz)	固有振動モード		
		水平たわみ成分	鉛直たわみ成分	ねじれ成分
水平たわみ 1次	0.0365 ⁿ			
鉛直たわみ 1次	0.1501 ⁿ			
水平たわみ 2次	0.2115 ⁿ			
鉛直たわみ 2次	0.2785 ⁿ			
鉛直たわみ 3次	0.3592 ⁿ			
鉛直たわみ 4次	0.3915 ⁿ			
ねじれ 1次	0.4200 ⁿ			

表-7.6 固有振動数と固有振動モード

(桁平均高度における風速 50m/s, 気流傾斜角 $\beta = -5$ 度, 定常空気力係数 $Re = 1.3 \times 10^6$)

モード	固有 振動数 (Hz)	固有振動モード		
		水平たわみ成分	鉛直たわみ成分	ねじれ成分
水平たわみ 1次	0.0365 ⁿ			
鉛直たわみ 1次	0.1501 ⁿ			
水平たわみ 2次	0.2116 ⁿ			
鉛直たわみ 2次	0.2786 ⁿ			
鉛直たわみ 3次	0.3592 ⁿ			
鉛直たわみ 4次	0.3917 ⁿ			
ねじれ 1次	0.4201 ⁿ			

表-7.7 主要振動モードの固有振動数の比較

	無風時	有風時 (50m/s), 気流傾斜角 $\beta = -5$ 度		
		定常空気力係数 $Re=5.1 \times 10^4$	定常空気力係数 $Re=1.0 \times 10^5$	定常空気力係数 $Re=1.3 \times 10^6$
水平たわみ	0.0367 Hz	0.0366 Hz	0.0365 Hz	0.0365 Hz
1 次	(1.000)	(0.997)	(0.995)	(0.995)
鉛直たわみ	0.1504 Hz	0.1501 Hz	0.1501 Hz	0.1501 Hz
1 次	(1.000)	(0.998)	(0.998)	(0.998)
水平たわみ	0.2121 Hz	0.2117 Hz	0.2115 Hz	0.2116 Hz
2 次	(1.000)	(0.998)	(0.997)	(0.998)
鉛直たわみ	0.2794 Hz	0.2787 Hz	0.2785 Hz	0.2786 Hz
2 次	(1.000)	(0.997)	(0.997)	(0.997)
鉛直たわみ	0.3592 Hz	0.3592 Hz	0.3592 Hz	0.3592 Hz
3 次	(1.000)	(1.000)	(1.000)	(1.000)
鉛直たわみ	0.3934 Hz	0.3918 Hz	0.3915 Hz	0.3917 Hz
4 次	(1.000)	(0.995)	(0.995)	(0.996)
ねじれ	0.4202 Hz	0.4201 Hz	0.4200 Hz	0.4201 Hz
1 次	(1.000)	(1.000)	(1.000)	(1.000)

表-7.8 主要振動モードの一般化質量の比較

		無風時	有風時 (50m/s), 気流傾斜角 $\beta = -5$ 度		
			定常空気力係数 $Re=5.1 \times 10^4$	定常空気力係数 $Re=1.0 \times 10^5$	定常空気力係数 $Re=1.3 \times 10^6$
一般化 質量	水平たわみ	4,724 t	4,698 t	4,699 t	4,701 t
	1 次	(1.000)	(0.994)	(0.995)	(0.995)
	鉛直たわみ	4,097 t	3,954 t	3,961 t	3,969 t
	1 次	(1.000)	(0.965)	(0.967)	(0.969)
	水平たわみ	7,489 t	7,209 t	7,242 t	7,257 t
	2 次	(1.000)	(0.963)	(0.967)	(0.969)
	鉛直たわみ	2,495 t	2,442 t	2,453 t	2,457 t
	2 次	(1.000)	(0.979)	(0.983)	(0.985)
	鉛直たわみ	41,570 t	41,770 t	41,830 t	41,790 t
	3 次	(1.000)	(1.005)	(1.006)	(1.005)
	鉛直たわみ	6,304 t	6,119 t	6,134 t	6,151 t
	4 次	(1.000)	(0.971)	(0.973)	(0.976)
	ねじれ	2,241 t	2,179 t	2,184 t	2,188 t
	1 次	(1.000)	(0.972)	(0.975)	(0.976)

表-7.9 主要振動モードの等価質量の比較

		無風時	有風時 (50m/s), 気流傾斜角 $\beta = -5$ 度		
			定常空気力係数 $Re=5.1 \times 10^4$	定常空気力係数 $Re=1.0 \times 10^5$	定常空気力係数 $Re=1.3 \times 10^6$
等価質量	水平たわみ	36.73 t/m	36.76 t/m	36.76 t/m	36.76 t/m
	1 次	(1.000)	(1.001)	(1.001)	(1.001)
	鉛直たわみ	38.81 t/m	39.05 t/m	39.03 t/m	39.00 t/m
	1 次	(1.000)	(1.006)	(1.006)	(1.005)
	水平たわみ	44.21 t/m	43.98 t/m	43.97 t/m	43.97 t/m
	2 次	(1.000)	(0.995)	(0.995)	(0.995)
	鉛直たわみ	37.70 t/m	37.70 t/m	37.70 t/m	37.70 t/m
	2 次	(1.000)	(1.000)	(1.000)	(1.000)
	鉛直たわみ	1,166 t/m	1,082 t/m	1,057 t/m	1,073 t/m
	3 次	(1.000)	(0.928)	(0.907)	(0.920)
	鉛直たわみ	36.13 t/m	36.33 t/m	36.33 t/m	36.30 t/m
	4 次	(1.000)	(1.006)	(1.006)	(1.005)
	ねじれ	158,800tm ² /m	159,200 tm ² /m	159,100 tm ² /m	159,100 tm ² /m
	1 次	(1.000)	(1.003)	(1.002)	(1.002)

7.3.2 解析方法

ガスト応答解析は、周波数領域解析法である基準⁴⁾の手法に従った。すなわち、主流方向成分あるいは主流直角鉛直成分の変動風速に起因した強制空気力である変動空気力の非定常性を空力アドミッタンスで、また構造物の振動に伴う自励空気力の非定常性を非定常空気力係数で評価し、ある2点間の空間相関による荷重低減効果を空間修正関数で考慮する解析手法である。

一方、ガスト応答を時刻歴応答解析で求める手法に関する研究も行われている。従来、時刻歴応答解析は空気力を準定常理論で評価し、その空間相関を考慮しないなど非定常空気力を適切に評価できなかった⁵⁾。しかし、松本ら⁶⁾は、モード座標を用いてガスト応答解析に空気力の非定常性と空間相関を考慮できる解析手法を提案した。さらに、松本ら⁷⁾は、有限要素法で離散化された構造系の各要素に作用した空気力の非定常性と空間相関を示す特性関数を有理関数近似式で表すことにより、任意変動風速による強制空気力と任意振動に伴う自励空気力の時刻歴を求める定式化を行い、空気力の非定常性と空間相関を考慮した時刻歴解析法を提案している。

以下、ガスト応答解析のうち周波数領域解析で使用する主要な式について記述する。
変動抗力、変動揚力、変動空力モーメントを式(7.4)～式(7.6)に示すように定義する。

$$D_g = \frac{1}{2} \rho V^2 A_n C_D \chi_D^u \frac{2u}{V} \quad (7.4)$$

$$L_g = \frac{1}{2} \rho V^2 B \left(\frac{dC_L}{d\alpha} + C_D \right) \chi_L^w \frac{w}{V} \quad (7.5)$$

$$M_g = \frac{1}{2} \rho V^2 B^2 \frac{dC_M}{d\alpha} \chi_M^w \frac{w}{V} \quad (7.6)$$

ここで、 D_g ：変動抗力、 L_g ：変動揚力、 M_g ：変動空力モーメント、 ρ ：空気密度、 V ：平均風速、 A_n ：投影面積、 B ：桁幅、 C_D ：抗力係数、 C_L ：揚力係数、 C_M ：空力モーメント係数、 α ：迎角、 u ：主流方向変動風速、 v ：主流直角鉛直方向変動風速、 χ ：空力アドミッタンス

次に、主流方向変動風速のパワースペクトルである日野の式、主流直角鉛直方向の変動風速のパワースペクトルである Bush & Panofsky の式をそれぞれ式(7.7)および式(7.8)に示す。

$$\frac{f S_{uu}(f)}{\sigma_u^2} = 0.4751 \frac{f/\beta}{\left[1 + (f/\beta)^2 \right]^{5/6}} \quad (7.7)$$

$$\frac{fS_{ww}(f)}{\sigma_w^2} = 0.632 \frac{f_r / f_{r \max}}{1 + 1.5(f_r / f_{r \max})^{5/3}} \quad (7.8)$$

ここで、 $S_{ii}(f)$ ：主流方向変動風速のパワースペクトル、 i ：変動風速成分(u,w)、 f ：振動数、 σ_i ：変動風速成分 i の標準偏差、 $\beta := 1.718 \times 10^{-2} \times \alpha K_r \times V_{10} / I u^3 \times (z/10)^{\{(2m-3)\alpha - 1\}}$ 、 K_r ：地表面摩擦係数 (=0.0025)、 m ：補正係数 (=1)； α ：平均風速鉛直分布のべき指数 (=1/8)、 V_{10} ：地上高度 10m における 10 分間平均風速、 $f_r := fz/V_z$ 、 V_z ：地上高度 $z(m)$ における 10 分間平均風速

主流方向変動風速の乱れの強さの鉛直方向分布は、 $I_u(z)=0.130(z/10)^{-0.125}$ で表現される。したがって、桁平均高度 80m における乱れの強さは約 10%となる。また、主流直角鉛直方向の乱れの強さ $I_w(z)$ は、 $I_u(z)$ の 1/2 であることから約 5%となる。

変動抗力、変動揚力、変動空力モーメント、主流方向変動風速、主流直角鉛直方向変動風速の 2 点 i 、 j 間の空間相関は、式(7.9)で表現される。

$$R(i, j, f) = \exp \left(- \frac{2f}{V_i + V_j} \sqrt{(K_1 \Delta x)^2 + (K_2 \Delta y)^2} \right) \quad (7.9)$$

ここで、 $R(i,j,f)$ ：空間相関、 f ：振動数、 V_i 、 V_j ：点 i および点 j における平均風速、 K_1 および K_2 ：主流方向変動風速および主流直角鉛直方向のディケイファクター(=8)、 Δx および Δy ：2 点 i 、 j 間の水平方向距離および鉛直方向距離

変動抗力の空力アドミッタンス、変動揚力・変動空力モーメントの空力アドミッタンスをそれぞれ式(7.10)～式(7.12)に示す⁸⁾。

$$|\chi_D^u(f)|^2 = \frac{2}{(k_z \xi)^2} [k_z \xi - 1 + e^{-k_z \xi}] \quad (7.10)$$

$$|\chi_L^w(f)|^2 = |\chi_M^w(f)|^2 = \frac{0.1811 + \zeta}{0.1811 + (0.1811\pi + 1)\zeta + 2\pi\zeta^2} \quad (7.11)$$

$$|\chi_L^w(f)|^2 = |\chi_M^w(f)|^2 = \frac{1}{1 + 4fB/V} \quad (7.12)$$

ここで、 $|\chi_D^u(f)|^2$ ：主流方向変動風速に起因した変動抗力の空力アドミッタンス、 ξ ：換算振動数 (=

fD/V 、(f ：振動数、 D ：桁高、 V ：平均風速))、 k_z ：ディケイファクター (= 8)

式(7.10)は Davenport 提案式であり、次に示す Sears 関数のような理論的扱いをすることなく変動風速の変動空気力への変換を準定常的に考え、変動風速の空間相関を指数関数近似に従うとして、単に物体断面内すなわち高さ方向、平均流方

向の面積内における相関性を空力アドミッタンスとして表現したものである。本州四国連絡橋耐風設計基準⁴⁾で採用されている。

$|\chi_L^w(f)|^2$ および $|\chi_M^w(f)|^2$: 主流直角鉛直方向変動風速に起因した変動揚力の空力アドミッタンスおよび

変動空力モーメントの空力アドミッタンス, ζ : 換算振動数 ($=\pi fB/V$, (f : 振動数, B : 桁幅, V : 平均風速))。

式(7.11)は, Sears 関数簡易式であり, 薄翼が調和的に変動する鉛直ガストによって受ける変動揚力と変動風速の間の伝達関数として理論的に求められた Sears 関数の二乗を精度良く近似表現したものである。本州四国連絡橋耐風設計基準⁴⁾で採用されている。

式(7.12)は, Holmes 提案式⁹⁾であり, Sears 関数簡易式よりも大きめの数値を与える傾向にある。

橋桁の定常空気力係数は, 図-7.3 に示す風洞試験値を採用した。これらの係数を用いて, 抗力方向解析, 揚力方向解析およびねじれ方向解析の3種類の解析を行った。解析に使用した振動モードは, 低次から40次までの40個とした。

付録Aに, 使用したガスト応答解析プログラムの概要および妥当性を記述した。

7.3.3 解析結果と考察

図-7.7 に各気流傾斜角に対するガスト応答解析結果を示す。解析に用いた定常空気力係数は, 3種類の異なるレイノルズ数で計測された風洞試験値である。各気流傾斜角において, 橋桁の平均高度80mにおける平均風速は50m/sである。解析結果の応答値は, ガスト最大応答振幅で表示した。なお, 評価時間は実橋換算で10分間である。

水平たわみガスト(○)の外力である変動抗力は, 式(7.4)より抗力係数にほぼ比例する。しかし, 図-7.3に示すように抗力係数はレイノルズ数の影響が小さいため, 水平たわみガストはレイノルズ数の影響をほとんど受けていない。ねじれガスト(□)については, 気流傾斜角 $\beta = -5$ 度, -3 度においてレイノルズ数の変化と共に, 最大応答振幅が大きく変化した。また, 鉛直たわみガスト(△)のレイノルズ数効果が, 気流傾斜角 $\beta = -5$ 度において見られた。式(7.5), 式(7.6)に示すように, 鉛直たわみガストおよびねじれガストの外力である変動揚力および変動空力モーメントは, それぞれ揚力係数勾配, 空力モーメント係数勾配の大きさに左右される。

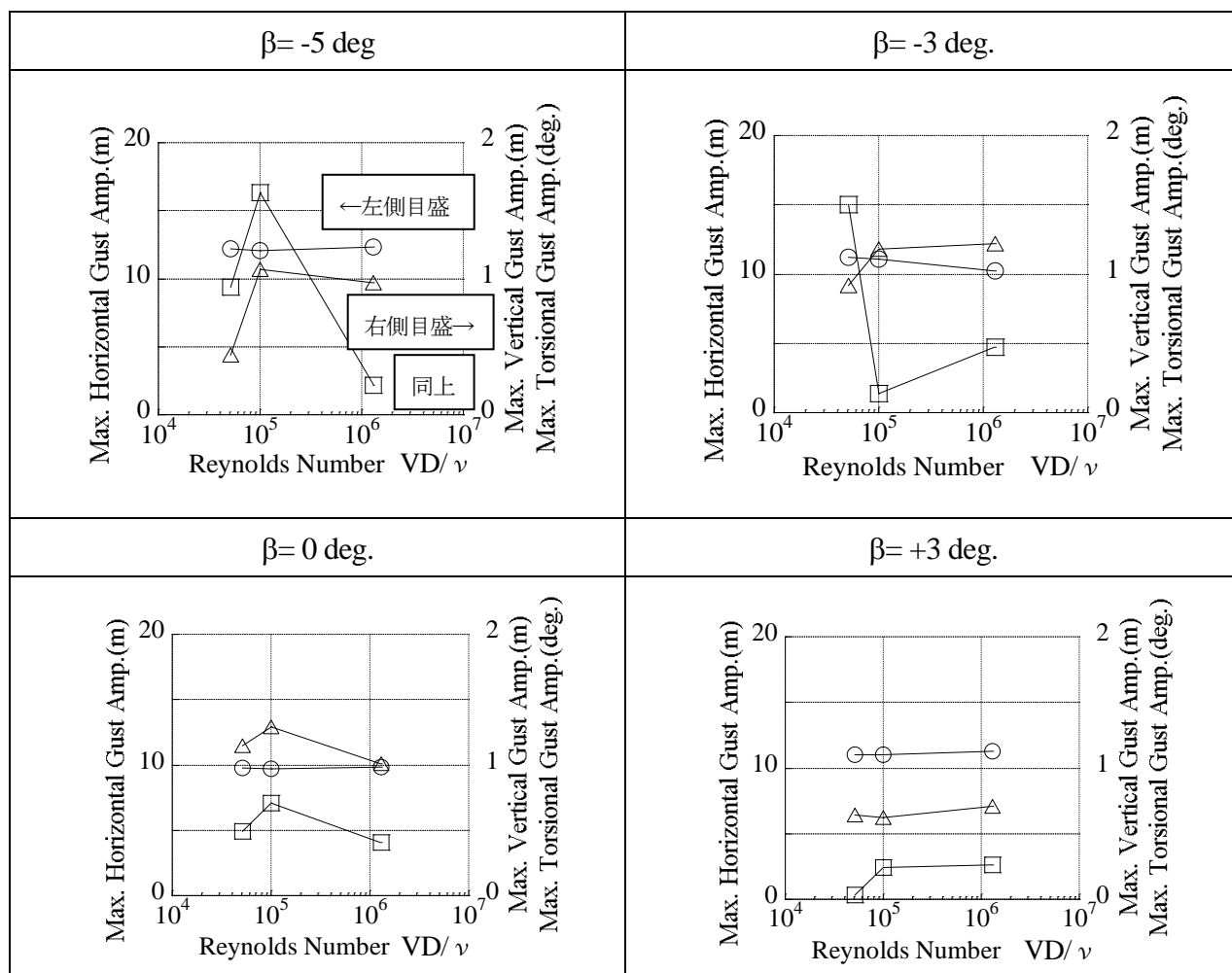
図-7.5 からいずれの気流傾斜角においても桁先端の静的ねじれ変形は, 約+1度である。従って, 例えば気流傾斜角 $\beta = -5$ 度の場合, 張り出し桁の気流に対する迎角は, -5 度(塔付近)～約 -4 度(桁先端)

に分布する。図-7.3より、この迎角付近の揚力係数勾配、空力モーメント係数勾配はレイノルズ数によって異なるため、ガスト応答に差異が生じたものと考えられる。

このように定常空気力係数およびその勾配がレイノルズ数によって変化する場合、ガスト応答値も大きく変動する可能性があるので、解析結果の評価に十分な注意が必要と考えられる。

図-7.8にガスト応答のRMS値および最大応答振幅の橋軸方向分布を示す。気流傾斜角は $\beta=0$ 度、橋桁の平均高度80mにおける平均風速は50m/sである。解析に用いた定常空気力係数は、レイノルズ数 $Re=VD/\nu=1.3\times 10^6$ におけるものである。水平たわみガスト、鉛直たわみガスト、ねじれガストとも各振動成分の寄与が大きいそれぞれの最低次モードが卓越した応答曲線となっている。また、ピークファクターは、それぞれ2.7、3.2、3.4である。

なお、ガスト応答にレイノルズ数効果を与える直接的な要因である定常空気力係数のレイノルズ数依存性の推定原因に関して、第4章「4.3 レイノルズ数と定常空気力係数の関係(4) 模型表面圧力分布を用いた考察」において、模型表面圧力分布を計測した結果から考察している。



○ Max. Horizontal Gust Amp. Δ Max. Vertical Gust Amp. □ Max. Torsional Gust Amp.

図-7.7 橋桁張り出し先端部におけるガスト最大応答振幅 (橋桁平均高度 80m における平均風速 50m/s)

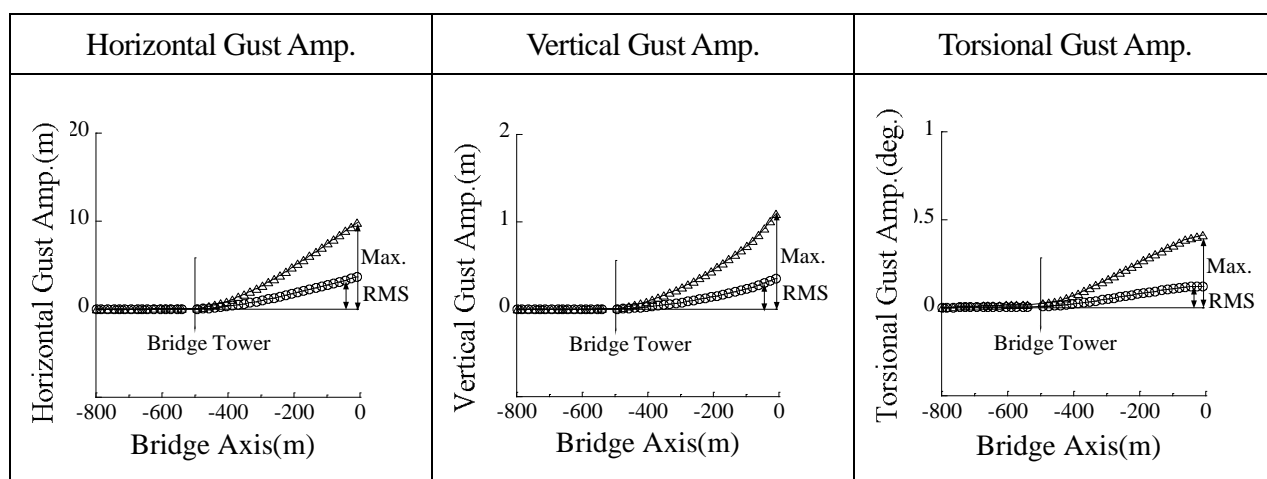


図-7.8 ガスト最大応答振幅の橋軸方向分布 (気流傾斜角 $\beta=0$ 度, 橋桁平均高度 80m における風速 50m/s, 定常空気力係数 ($Re=VD/v=1.3 \times 10^6$))

7.4 まとめ

桁高 D を代表長としたレイノルズ数領域 $Re=5.1 \times 10^4 \sim 1.3 \times 10^6$ で計測した定常空気力係数を張り出し長が約 500m の架設系長大斜張橋解析モデルに適用して、風荷重静的変形とガスト応答に及ぼすレイノルズ数効果を解析的に検討した。解析における気流傾斜角は、 $\beta = -5, -3, 0, +3$ 度である。得られた主要結果は、次のとおりである。

(1) 風荷重静的変形

気流傾斜角 $\beta = -5$ 度における鉛直たわみ変形を除いて、レイノルズ数効果はほとんど認められない。風洞試験値の空力モーメント係数にレイノルズ数効果が見られたものの、この効果がねじれ変形に与える影響は小さい。この理由は、橋桁先端付近のねじれ変形は、空力モーメントの大きさよりも、水平たわみの大きさによって決まるという中央径間併合直前の架設系長大斜張橋特有の構造的特性が支配的であるためと考えられる。

(2) ガスト応答

水平たわみガストは、抗力係数の大きさに左右される。しかし、抗力係数はレイノルズ数の影響が小さいため、水平たわみガストはレイノルズ数の影響をほとんど受けない。一方、ねじれガストについては、気流傾斜角 $\beta = -5$ 度、 -3 度においてレイノルズ数の変化と共に、最大応答振幅が大きく変化した。また、鉛直たわみガストのレイノルズ数効果が、気流傾斜角 $\beta = -5$ 度において見られた。揚力係数勾配、空力モーメント係数勾配が、レイノルズ数によって異なるため、ガスト応答に差異が生じたものと考えられる。

定常空気力係数およびその勾配がレイノルズ数によって変化する場合、ガスト応答値も大きく変動する可能性があるので、解析結果の評価に十分な注意が必要と考えられる。

なお、本研究では風荷重変形特性、ガスト応答特性に及ぼすレイノルズ数効果を把握しやすくするため、便宜上橋桁水平曲げ剛性を設計概算値の $1/10$ にして解析を行った。しかし、架設系長大斜張橋において水平曲げ剛性が小さい橋桁を採用した場合、本研究における解析結果と同様に風荷重変形特性、ガスト応答特性がレイノルズ数に依存して大きく変化する可能性もあるので、耐風設計の際には注意を払う必要があると考えられる。

参考文献

- 1) 松田一俊: 架設時長大斜張橋のガスト応答特性に及ぼすレイノルズ数効果, 日本流体力学会年会 2005, AM05-03-011, 2005 年 9 月.
- 2) K. Matsuda, T. Sugimoto, H. Uejima, D. Tsushima: Reynolds Number Effects on Gust Responses of Long-Span Cable-Stayed Bridges under Construction, *Proceedings of the 6th Asia Pacific Conference on Wind Engineering*, Seoul, Korea, September 2005.
- 3) Y. Hikami, K. Matsuda, T. Suzuki: Nonlinear geometric and aerodynamic analysis for a long-span cable-stayed bridge during construction, *Wind Engineering, Proceedings of the 1st IAWQ European and African Regional Conference*, Guernsey, 1993, pp.431-440.
- 4) 本州四国連絡橋公団: 本州四国連絡橋耐風設計基準(2001)・同解説, 2001 年 8 月.
- 5) G. Diana, F. Cheli, S. Bruni, A. Collina, G. Larose: Comparison between wind tunnel test on a full aeroelastic model of proposed Messina Bridge and numerical results (Part 2), *Apsowe* 3, Hong Kong, 1993, pp.137-142.
- 6) 松本 勝, 陳 新中, 白石成人: 空力連成を考慮した長大橋ガスト応答解析, 第 13 回風工学シンポジウム論文集, 1994 年 11 月, pp.227-232.
- 7) 松本 勝, 陳 新中: 長大橋ガスト時刻歴応答解析, 第 14 回風工学シンポジウム論文集, 1996 年 12 月, pp.515-520.
- 8) 土木学会構造工学委員会風洞実験相似則検討小委員会ガスト・ワーキンググループ: 橋梁のガスト応答に関する調査, 1996 年 7 月.
- 9) J.D. Holmes: Prediction of the response of a cable stayed bridge to turbulence, *Proceedings of the 4th International Conference on Wind Effects on Buildings and Structures*, Heathrow, 1975, pp.187-197.

第8章 非定常空気力に及ぼすレイノルズ数効果を考慮したフラッター特性に関する解析的検討

8.1 概要

第4章および第5章において、長大橋の橋桁断面に作用する定常空気力および非定常空気力に及ぼすレイノルズ数効果について検討・考察を行った。対象構造物は長大橋の橋桁断面を有する部分模型である。検討の結果、通常行われている低レイノルズ数領域におけるフラッターに関するばね支持試験結果は、耐風設計上安全側の評価を与えることが分かった。ただし、この結論は、本研究で対象とした橋桁断面に限定される。

しかし、検討対象の構造物は橋桁断面の部分模型であることから、レイノルズ数効果の存在は2次元空気力ベースにおける知見であった。そこで、この研究成果を踏まえ、ここでは検討対象を3次元構造物に拡大させ、レイノルズ数効果に関する検討をさらに追究する。具体的には、中央径間 2,500m級の完成系長大吊橋解析モデルを検討対象に、第4章および第5章において、レイノルズ数を変化させて得られた定常および非定常空気力係数を用いたフラッター解析を駆使して、フラッター風速に及ぼすレイノルズ数効果について考察を加える。

従来、部分模型を用いた風洞試験で得られた非定常空気力を吊橋の3次元解析モデルに載荷することにより対象橋梁のフラッター特性を調査する研究例は多数ある。しかし、非定常空気力が計測されたレイノルズ数領域は、実橋のそれと比較した場合、 $10^2 \sim 10^3$ オーダーが小さい。一方、第5章で得られたような広範囲にわたってレイノルズ数を変化させた非定常空気力をフラッター解析に用いた例は今までにないと考える。従来の研究と比べた場合、この点が本研究の最大の特長である。

例えば、表-8.1に、現時点で世界最長の中央径間長 1,991m を有する明石海峡大橋の耐風安定性の検

表-8.1 明石海峡大橋風洞試験のレイノルズ数

	縮尺	トラス高	風速	レイノルズ数
	1/n	D	V	$Re=VD/\nu$
実橋*)	1/1	14m	78m/s	7.5×10^7
全体模型試験**)	1/100	14m/100=0.14m	$78/\sqrt{100}=7.8\text{m/s}$	7.5×10^4
部分模型試験***)	1/100	14m/100=0.14m	18m/s	1.7×10^5

注記： *)風速は、実橋フラッター-照査風速¹⁾とした。

**)土木研究所内大型風洞における全体模型試験²⁾。風速は、模型フラッター-照査風速とした。

***)非定常空気力を計測した部分模型試験³⁾。風速は、最大計測風速とした

討で実施された風洞試験のレイノルズ数の関係を示す．全体模型試験のレイノルズ数は，実橋のそれに比べ 10^3 オーダーが小さい．非定常空気力を計測した部分模型試験のレイノルズ数は，実橋のそれに比べ 10^2 オーダーが小さく，またレイノルズ数を変化させた計測は実施していない．これらに対して，表-8.2 に示すように，本研究の最大レイノルズ数は，実橋のそれに比べ 10^1 オーダーが小さいだけである．

本章では，まず8.2において，フラッタ-解析を行う前段階として逐次荷重増分法による風荷重静的変形解析を行い，定常空気力に及ぼすレイノルズ数効果が，完成系長大吊橋の風荷重静的変形に与える影響について検討する．次に，この結果を踏まえて，8.3においてフラッタ-解析を行い，非定常空気力に及ぼすレイノルズ数効果が完成系長大吊橋のフラッタ-特性に与える影響について考察する．

表-8.2 本研究の風洞試験のレイノルズ数範囲

Organization	Wind tunnel				Deck model				Reynolds number $Re=VD/\nu$
	width (m)	height (m)	wind speed $V(m/s)$	scale	width $B(m)$	height $D(m)$	length $L(m)$	aspect ratio L/B	
NRCC	9.1	9.1	5.0-55	1:10	4.0	0.40	8.0	2.0	$1.4 \times 10^5 - 1.5 \times 10^6$
IHI	6.0	3.0	0.5-15	1:30	1.3	0.13	3.0	2.3	$4.5 \times 10^3 - 1.3 \times 10^5$
IHI	1.5	2.5	0.5-20	1:80	0.5	0.05	1.35	2.7	$1.7 \times 10^3 - 6.8 \times 10^4$

注記：実橋のレイノルズ数 $Re=VD/\nu=80m/s \times 4m / (1.46 \times 10^{-5}) = 2.2 \times 10^7$

8.2 定常空気力に及ぼすレイノルズ数を考慮した静的風荷重変形特性

本節では，フラッタ-解析を行う前段階として逐次荷重増分法による風荷重静的変形解析を行い，定常空気力に及ぼすレイノルズ数効果が長大吊橋の風荷重静的変形に与える影響について検討する．

8.2.1 解析モデル

本章で解析の対象とする完成系長大吊橋に適用する補剛桁断面形状は，図-8.1 に示すように第4章～第7章において検討対象とした断面である．この橋桁断面を有する完成系長大吊橋の構造諸元および振動諸元を表-8.3 に示す．本橋は，3径間2ヒンジ補剛箱桁吊橋形式であり，中央径間長2,500mを有する長大吊橋である．なお，解析モデルでは，中央径間を20分割，側径間を10分割させて，フラッタ-解析する上で有意な固有振動モードを再現できるように配慮した．

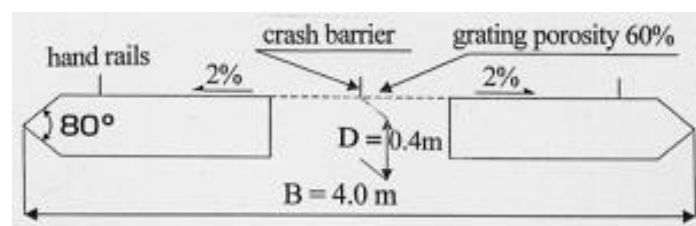


図-8.1 検討対象橋桁断面（寸法は縮尺1/10部分模型の数値）

表-8.3 解析の対象とした完成系長大吊橋の構造諸元・振動諸元

項目		内容	備考
吊構造形式		3 径間 2 ヒンジ補剛箱桁吊橋	
スパン割		ケーブル 1,250m+2,500m+1,250m 橋桁 1,226m+2,480m+1,226m	
サグ比		1/10	
ケーブル	張力	586,289 kN	
	ケーブル間距離	35.5 m	
	直径	1.324 m	
	断面積	0.8710 m ² /本	
単位長質量	補剛桁	23.09 t/m	全径間にわたり一定
	ケーブル	7.660 t/m/本	同上
	吊構造部	38.41 t/m/bridge	同上
単位長 極慣性 モーメント	補剛桁	2,712 tm ² /m	同上
	ケーブル	4,827 tm ² /m	
	吊構造部	7,539 tm ² /m	同上
補剛桁	断面積	1.314 m ²	同上
	鉛直曲げ剛性	3.837 m ⁴	同上
	水平曲げ剛性	146.4 m ⁴	同上
	ねじれ剛性	9.700 m ⁴	同上
固有振動数		次節の表-8.5～表-8.9 参照	
固有振動モード		同上	
一般化質量・等価質量		次節の表-8.10	

8.2.2 解析方法・解析ケース

風荷重静的変形解析の方法は、逐次荷重増分法⁴⁾に基づき、風速 70m/s に相当する風荷重を 10 等分して 1/10 ずつの風荷重を逐次、解析モデルの橋桁、主塔、ケーブルおよびハンガーの各構造部材に載荷させた。解析に使用した定常空気力係数は、図-8.2 に示すように異なるレイノルズ数において計測された風洞試験値である。レイノルズ数の代表長は桁高 D を採用している。

定常空気力係数として、抗力係数、揚力係数、空力モーメント係数の 3 種類とした。それらの定義式を次に示す。

$$C_D = \frac{D_s}{\frac{1}{2}\rho V^2 A_n} \quad (8.1)$$

$$C_L = \frac{L_s}{\frac{1}{2}\rho V^2 B} \quad (8.2)$$

$$C_M = \frac{M_s}{\frac{1}{2}\rho V^2 B^2} \quad (8.3)$$

ここで、 C_D 、 C_L 、 C_M ：抗力係数，揚力係数，空力モーメント係数

D_s 、 L_s 、 M_s ：単位長あたりの平均抗力(N/m)，平均揚力(N/m)，平均空力モーメント(N・m/m)

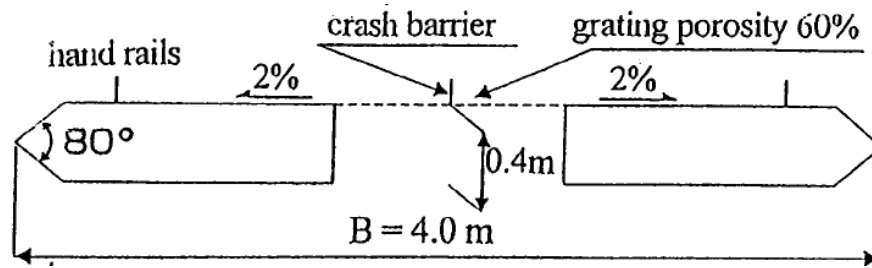
ρ ：空気密度(kg/m³)

V ：風速(m/s)

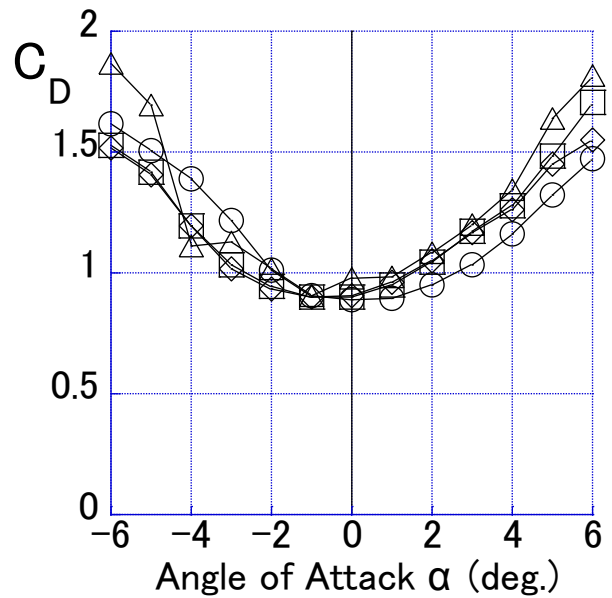
A_n ：桁の単位長あたり投影面積（ここでは便宜上 桁高分のみ，実橋 4m²/m）

B ：桁幅（ここでは便宜上 フェアリング角度 80 度で統一，実橋 40m）

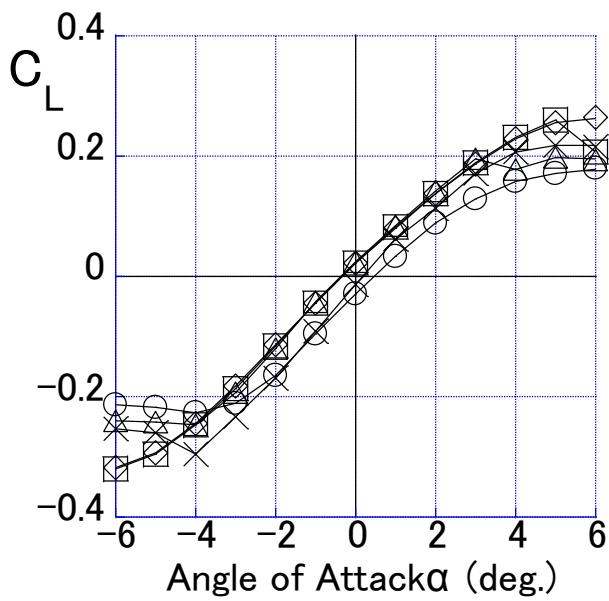
風荷重静的変形解析のケースを表-8.4 に示す。気流傾斜角は、0 度と-3 度の 2 種類とし、桁平均高度における平均風速は 70m/s に統一した。なお、平均風速の鉛直分布のべき指数は $\alpha=1/8$ とした。



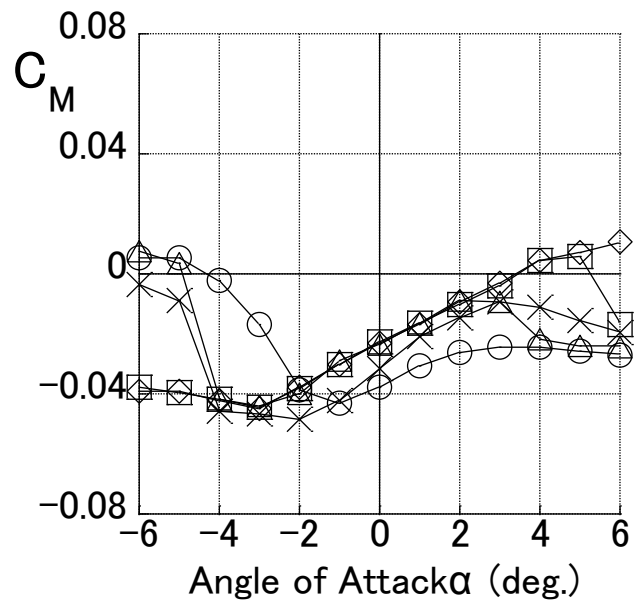
- 1:80 scale model, $Re=5.1 \times 10^4$
- × 1:30 scale model, $Re=1.0 \times 10^5$
- △ 1:10 scale model, $Re=2.7 \times 10^5$
- 1:10 scale model, $Re=1.1 \times 10^6$
- ◇ 1:10 scale model, $Re=1.3 \times 10^6$



(a) 抗力係数



(b) 揚力係数



(c) 空力モーメント係数

図-8.2 迎角—三分力係数曲線 (80gratings 断面)

表-8.4 風荷重静的変形解析ケース

気流傾斜角 $\beta^*)$ (度)	定常空気力係数を計測した レイノルズ数 $Re=VD/\nu^{**})$	桁平均高度における 風速(m/s)***)
0	5.1×10^4	70
0	1.0×10^5	70
0	2.7×10^5	70
0	4.7×10^5	70
0	6.8×10^5	70
0	1.1×10^6	70
0	1.3×10^6	70
-3	5.1×10^4	70
-3	1.0×10^5	70
-3	2.7×10^5	70
-3	4.7×10^5	70
-3	6.8×10^5	70
-3	1.1×10^6	70
-3	1.3×10^6	70

*) 吹き上げを正とした。

**) V: 風速(m/s), D: 桁高(m), ν : 動粘性係数(m^2/s)

***) ベキ指数 $\alpha=1/8$ の風速鉛直分布を有する平均風速。

8.2.3 解析結果と考察

図-8.3 に風荷重静的変形解析結果を示す。横軸は橋軸、縦軸は静的変位である。水平たわみ変位は、レイノルズ数の違いに影響されないことがわかる。これは、図-8.2 において、抗力係数はレイノルズ数の影響をほとんど受けていないことに起因している。一方、低レイノルズ数における定常空気力係数を用いた解析結果は、高レイノルズ数領域の係数を用いた結果に比べ、気流傾斜角 0 度における鉛直たわみ変位およびねじれ変位は大きい傾向にある。これは、図-8.2 の低レイノルズ数領域の揚力係数および空力モーメント係数が小さい（負値でその絶対値が大きい）ことに起因している。気流傾斜角-3 度の場合は、反対に低レイノルズ数領域の定常空気力係数を用いた解析結果は、高レイノルズ数領域の係数を用いた結果に比べ、変位が小さい傾向にある。

このように、完成系長大吊橋の水平たわみ変位はレイノルズ数の影響をほとんど受けないことが分かった。したがって、低レイノルズ数領域の風洞試験結果の抗力係数を用いた静的耐風設計は、耐風設計

上妥当であると考えられる。ところが、鉛直たわみ変位およびねじれ変位は、レイノルズ数の影響を大きく受けることが分かった。すなわち、気流傾斜角の違いによって、低レイノルズ数領域で得られた定常空気力係数を用いた解析結果と高レイノルズ数領域で得られた係数を用いた解析結果は、大小関係が異なることが分かった。したがって、鉛直たわみ変位およびねじれ変位については、できるだけ実橋に近い高レイノルズ数領域で得られた定常空気力係数を用いるべきである。このことは、次の解析精度の精緻化の点からも言える。すなわち、①橋桁の鉛直たわみ変位は、定常空気力の作用に伴い空力剛性が吊橋全体系に寄与することにより、吊橋全体系の有風時固有振動数、固有振動モードに影響を与えるからである。②また、フラッタ-解析によってフラッタ-照査をする場合に、非定常空気力係数特性が、一般的に橋桁と気流方向のなす角度に大きく依存するので、このねじれ変位を精度良く評価することが非常に重要となるからである。

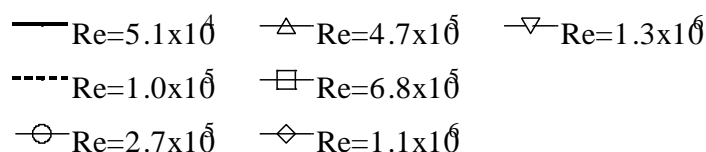
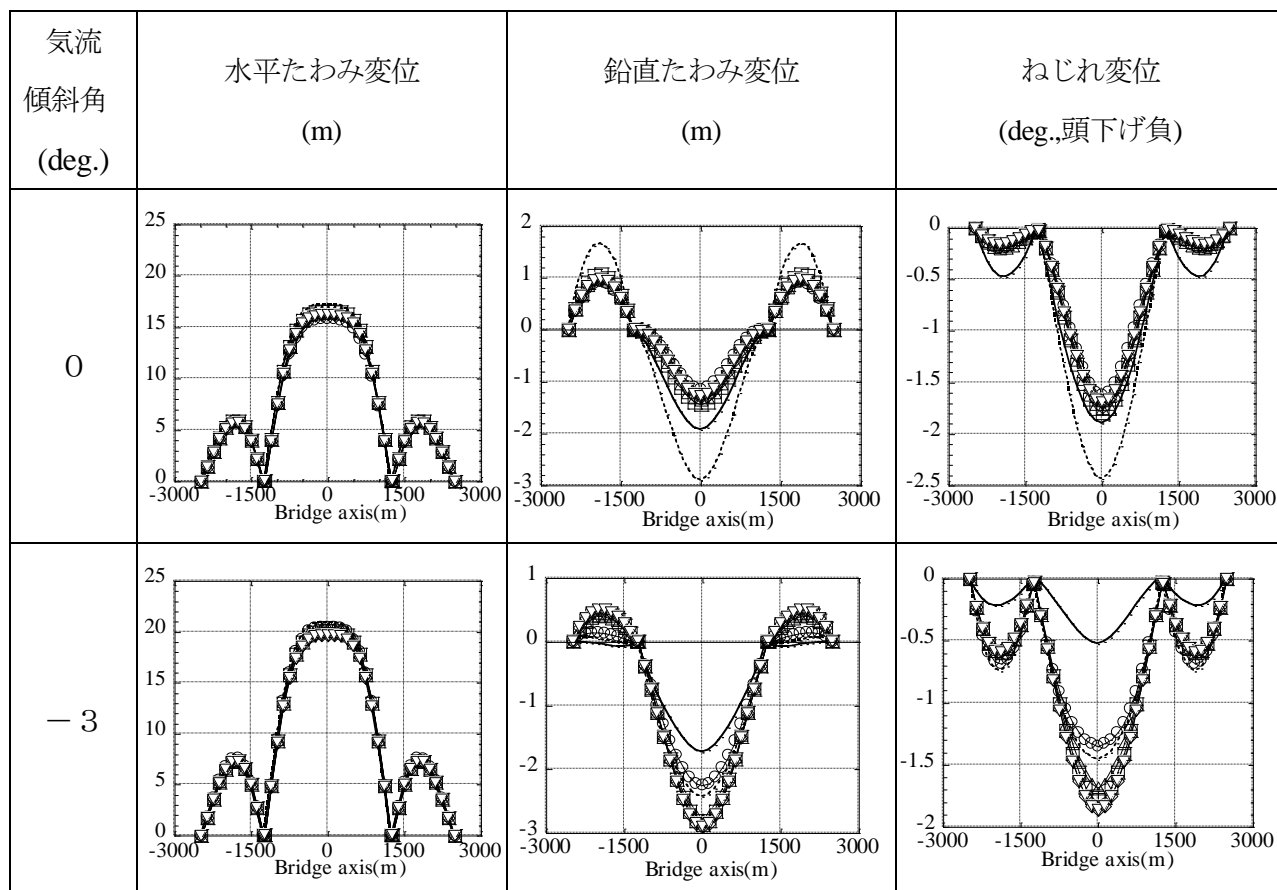


図-8.3 完成系長大吊橋の風荷重静的変形（桁平均高度における平均風速 70m/s）

8.3 非定常空気力に及ぼすレイノルズ数効果を考慮したフラッター特性 ～フラッター現象に着目した現行の耐風性評価手法の妥当性の検討～

前節の解析結果を踏まえて、本節では広範囲のレイノルズ数領域における非定常空気力係数を用いたフラッター解析を行い、非定常空気力に及ぼすレイノルズ数効果が長大吊橋のフラッター特性に与える影響について検討する。この解析結果を基に、現行の低レイノルズ数領域における風洞試験による橋梁の耐風安定性評価の妥当性について考察する。

8.3.1 解析モデル

解析モデルは、前節で使用した解析モデルと同じである。本節では、橋梁の動的耐風安定性を照査するフラッター解析を行うことから、まず表-8.5 に代表的な固有振動モードについて、無風時固有振動数と無風時固有振動モード形を示す。さらに、レイノルズ数を3種類変化させて計測した定常空気力係数を用いて、静的風荷重が載荷した状態における固有振動数と固有振動モード形を表-8.6～表-8.8 に示す。また、主要振動モードの固有振動数の比較を表-8.9 に示す。有風時のデータはいずれも気流傾斜角 $\beta = -3$ 度（吹き下げ）、ベキ指数 $\alpha = 1/8$ の平均風速鉛直分布を有し、桁平均高度における風速は 70m/s における解析結果である。気流傾斜角 $\beta = -3$ 度を選定した理由は、図-8.3 から $\beta = -3$ 度の風荷重静的変形が $\beta = 0$ 度の場合より大きいためである。変形量の違いによる固有振動数および固有振動モードの顕著な差異が出るか否かを明らかにすることを目的としている。また、表-8.10 に無風時、3種類の有風時における一般化質量と等価質量の比較を示す。

表-8.10 から無風時における鉛直たわみ対称1次モードの一般化質量および等価質量が、3種類の有風時における数値よりも約20%大きくなっている。この理由は、無風時の場合、固有振動数 0.05689Hz を有するこの鉛直たわみ対称1次モードと、固有振動数 0.05938Hz を有する水平たわみ逆対称1次モードとの相互干渉が大きいため、表-8.5 に示すように鉛直たわみ対称1次モードに水平たわみ成分が大きく寄与している。このとき両者の振動数比は、 $0.05938 / 0.05689 = 1.044$ であり、有風時の場合の $0.06413 / 0.05645 = 1.136$ ($Re = 5.1 \times 10^4$)、 $0.06469 / 0.05691 = 1.137$ ($Re = 4.7 \times 10^5$)、 $0.06467 / 0.05691 = 1.136$ ($Re = 1.3 \times 10^6$) に比べて、より1.0に近いことから、振動数が接近した2つの固有振動モード間に干渉が生じたと考えられる。

同様のことが、水平たわみ対称2次モードと鉛直たわみ対称2次モード間でも生じている。すなわち、表-8.10 から無風時におけるこれら2つのモードの一般化質量と等価質量が、3種類の有風時の数値より、10%前後大きくなっている。無風時における2つのモードの振動数比が、 $0.10211 / 0.09601 = 1.064$ であり、有風時の場合の $0.10597 / 0.09793 = 1.082$ ($Re = 5.1 \times 10^4$)、 $0.10645 / 0.09839 = 1.082$ ($Re = 4.7 \times 10^5$)、 $0.10611 / 0.09887 = 1.073$ ($Re = 1.3 \times 10^6$) に比べて、より1.0に近いことから干渉の度合いが大きい。このため、無風時の水平たわみ対称2次モードと鉛直たわみ対称2次モードは、水平たわみ成分および

鉛直たわみ成分とも大きくなり，一般化質量および等価質量が有風時の数値より大きくなったと考えられる．

また，無風時のねじれ逆対称 1 次モードの一般化質量が，有風時のそれに比べて 5%前後大きい理由は，無風時の振動モード形において側径間にもねじれ成分が若干存在するためと考えられる．3 種類の有風時では，側径間のねじれ成分はほとんど認められない．

以上の考察から，フラッター解析に無風時の固有振動数，固有振動モードを採用した場合，有風時のそれらを採用した場合と異なるフラッター特性となる可能性が高くなる．実際の長大橋梁は静的風荷重によって変形を生じることを勘案すると，有風時の固有振動数および固有振動モードをフラッター解析に採用すべきと考えられる^{4) ～11)}．

表-8.5 固有振動数と固有振動モード（無風時）

モード	固有 振動数 (Hz)	固有振動モード		
		水平たわみ成分	鉛直たわみ成分	ねじれ成分
水平たわみ 対称 1次	0.03403 ^{sec}			
鉛直たわみ 対称 1次	0.05689 ^{sec}			
鉛直たわみ 逆対称 1次	0.06952 ^{sec}			
水平たわみ 対称 2次	0.09601 ^{sec}			
鉛直たわみ 対称 2次	0.10211 ^{sec}			
ねじれ 対称 1次	0.12642 ^{sec}			
ねじれ 逆対称 1次	0.15696 ^{sec}			

表-8.6 固有振動数と固有振動モード（有風時）

（桁平均高度における風速 70m/s, 気流傾斜角 $\beta = -3$ 度, 定常空気力係数 $Re = 5.1 \times 10^4$ ）

モード	固有 振動数 (Hz)	固有振動モード		
		水平たわみ成分	鉛直たわみ成分	ねじれ成分
水平たわみ 対称 1 次	0.03508 ^{sec}			
鉛直たわみ 対称 1 次	0.05645 ^{sec}			
鉛直たわみ 逆対称 1 次	0.07363 ^{sec}			
水平たわみ 対称 2 次	0.09793 ^{sec}			
鉛直たわみ 対称 2 次	0.10597 ^{sec}			
ねじれ 対称 1 次	0.12790 ^{sec}			
ねじれ 逆対称 1 次	0.15949 ^{sec}			

表-8.7 固有振動数と固有振動モード(有風時)

(桁平均高度における風速 70m/s, 気流傾斜角 $\beta = -3$ 度, 定常空気力係数 $Re = 4.7 \times 10^5$)

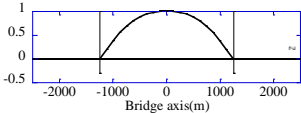
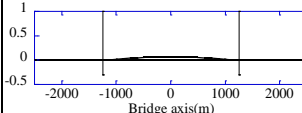
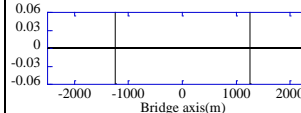
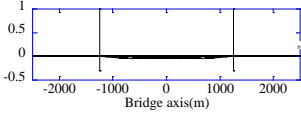
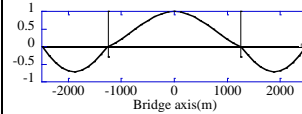
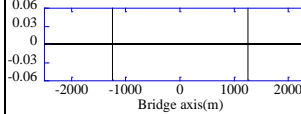
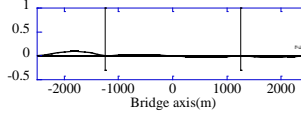
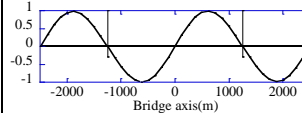
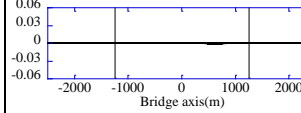
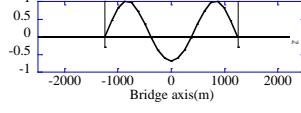
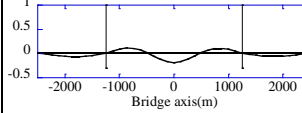
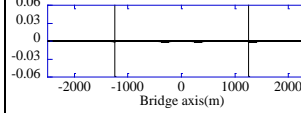
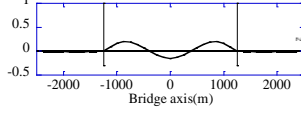
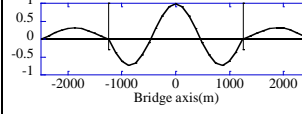
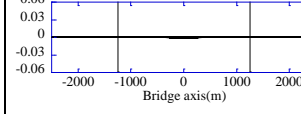
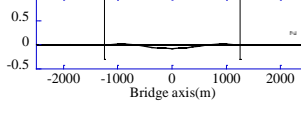
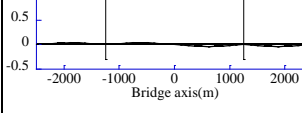
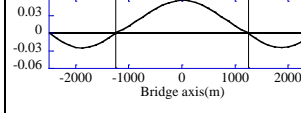
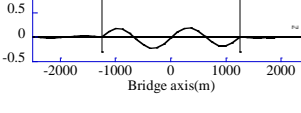
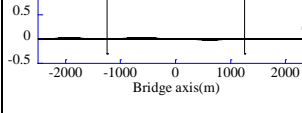
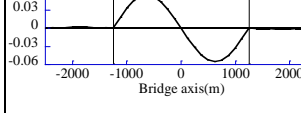
モード	固有 振動数 (Hz)	固有振動モード		
		水平たわみ成分	鉛直たわみ成分	ねじれ成分
水平たわみ 対称 1 次	0.03527 [~]			
鉛直たわみ 対称 1 次	0.05691 [~]			
鉛直たわみ 逆対称 1 次	0.07398 [~]			
水平たわみ 対称 2 次	0.09839 [~]			
鉛直たわみ 対称 2 次	0.10645 [~]			
ねじれ 対称 1 次	0.12867 [~]			
ねじれ 逆対称 1 次	0.15990 [~]			

表-8.8 固有振動数と固有振動モード(有風時)

(桁平均高度における風速 70m/s, 気流傾斜角 $\beta = -3$ 度, 定常空気力係数 $Re = 1.3 \times 10^6$)

モード	固有 振動数 (Hz)	固有振動モード		
		水平たわみ成分	鉛直たわみ成分	ねじれ成分
水平たわみ 対称 1 次	0.03525 ^{rad}			
鉛直たわみ 対称 1 次	0.05691 ^{rad}			
鉛直たわみ 逆対称 1 次	0.07393 ^{rad}			
水平たわみ 対称 2 次	0.09887 ^{rad}			
鉛直たわみ 対称 2 次	0.10611 ^{rad}			
ねじれ 対称 1 次	0.12871 ^{rad}			
ねじれ 逆対称 1 次	0.15985 ^{rad}			

表-8.9 主要振動モードの固有振動数の比較

	無風時	有風時 (70m/s), 気流傾斜角 $\beta = -3$ 度		
		定常空気力係数 $Re=5.1 \times 10^4$	定常空気力係数 $Re=4.7 \times 10^5$	定常空気力係数 $Re=1.3 \times 10^6$
水平たわみ 対称 1 次	0.03403 Hz	0.03508 Hz	0.03527 Hz	0.03525 Hz
	(1.000)	(1.031)	(1.036)	(1.036)
鉛直たわみ 対称 1 次	0.05689 Hz	0.05645 Hz	0.05691 Hz	0.05691 Hz
	(1.000)	(0.992)	(1.000)	(1.000)
鉛直たわみ 逆対称 1 次	0.06952 Hz	0.07363 Hz	0.07398 Hz	0.07393 Hz
	(1.000)	(1.059)	(1.064)	(1.063)
水平たわみ 対称 2 次	0.09601 Hz	0.09793 Hz	0.09839 Hz	0.09887 Hz
	(1.000)	(1.020)	(1.025)	(1.030)
鉛直たわみ 対称 2 次	0.10211 Hz	0.10597 Hz	0.10645 Hz	0.10611 Hz
	(1.000)	(1.038)	(1.043)	(1.039)
ねじれ 対称 1 次	0.12642 Hz	0.12790 Hz	0.12867 Hz	0.12871 Hz
	(1.000)	(1.012)	(1.018)	(1.018)
ねじれ 逆対称 1 次	0.15696 Hz	0.15949 Hz	0.15990 Hz	0.15985 Hz
	(1.000)	(1.016)	(1.019)	(1.018)

表-8.10 主要振動モードの一般化質量および等価質量の比較

		無風時	有風時 (70m/s), 気流傾斜角 $\beta = -3$ 度		
			定常空気力係数 $Re=5.1 \times 10^4$	定常空気力係数 $Re=4.7 \times 10^5$	定常空気力係数 $Re=1.3 \times 10^6$
一般化 質量	水平たわみ	50,440 t	50,860 t	50,900 t	50,890 t
	対称 1 次	(1.000)	(1.008)	(1.009)	(1.009)
	鉛直たわみ	86,480 t	68,010 t	69,890 t	67,910 t
	対称 1 次	(1.000)	(0.786)	(0.808)	(0.785)
	鉛直たわみ	90,040 t	95,170 t	94,070 t	93,730 t
	逆対 1 次	(1.000)	(1.057)	(1.045)	(1.041)
	水平たわみ	40,370 t	37,600 t	35,800 t	33,490 t
	対称 2 次	(1.000)	(0.931)	(0.887)	(0.830)
	鉛直たわみ	44,060 t	40,130 t	39,590 t	41,510 t
	対称 2 次	(1.000)	(0.911)	(0.899)	(0.942)
	ねじれ	33,450 t	35,620 t	33,570 t	33,670 t
	対称 1 次	(1.000)	(1.065)	(1.004)	(1.007)
等価質量	ねじれ	34,230 t	32,980 t	32,630 t	32,640 t
	逆対称 1 次	(1.000)	(0.963)	(0.953)	(0.953)
	水平たわみ	35.57 t/m	35.77 t/m	35.79 t/m	35.79 t/m
	対称 1 次	(1.000)	(1.006)	(1.006)	(1.006)
	鉛直たわみ	53.60 t/m	39.60 t/m	39.61 t/m	39.60 t/m
	対称 1 次	(1.000)	(0.739)	(0.739)	(0.739)
	鉛直たわみ	50.34 t/m	40.03 t/m	40.03 t/m	40.04 t/m
	逆対 1 次	(1.000)	(0.795)	(0.795)	(0.795)
	水平たわみ	40.39 t/m	37.69 t/m	35.94 t/m	33.62 t/m
	対称 2 次	(1.000)	(0.933)	(0.890)	(0.832)
	鉛直たわみ	46.38 t/m	42.15 t/m	42.15 t/m	44.41 t/m
	対称 2 次	(1.000)	(0.909)	(0.909)	(0.958)
	ねじれ	7,841 tm^2/m	8,540 tm^2/m	8,028 tm^2/m	8,059 tm^2/m
	対称 1 次	(1.000)	(1.089)	(1.023)	(1.028)
	ねじれ	8,897 tm^2/m	8,906 tm^2/m	8,975 tm^2/m	8,984 tm^2/m
	逆対称 1 次	(1.000)	(1.001)	(1.009)	(1.010)

8.3.2 解析方法・解析ケース

フラッター解析方法は、第5章の「5.4.1 フラッター解析概要」に示したとおり、モード解析法^{1 2)}に基づいた解析方法を採用した。

フラッター解析を行う各風速において、静的風荷重載荷を加味した固有値解析を行い、低次から50次までの合計50の固有振動モードを用いてフラッター解析を行った。

非定常空気力係数は第5章で計測した係数を流用した。解析ケースを表-8.11に示す。

表-8.11 フラッター解析ケース

解析モデル	気流 傾斜角 ^{*)}	非定常空気力係数 ^{**) (代表的な Re 数^{***)})}	有風時振動モード
中央径間 2,500mの長大吊橋	0 度	$Re=2.8 \times 10^4$ (縮尺 1/80 部分模型使用)	低次から 50 次まで
同上	同上	$Re=4.1 \times 10^4$ (縮尺 1/80 部分模型使用)	同上
同上	同上	$Re=9.5 \times 10^4$ (縮尺 1/30 部分模型使用)	同上
同上	同上	$Re=3.4 \times 10^5$ (縮尺 1/10 部分模型使用)	同上
同上	同上	$Re=6.6 \times 10^5$ (縮尺 1/10 部分模型使用)	同上
同上	同上	$Re=1.0 \times 10^6$ (縮尺 1/10 部分模型使用)	同上
同上	同上	$Re=1.5 \times 10^6$ (縮尺 1/10 部分模型使用)	同上

*) 吹き上げを正とした。

**) フェアリング 角度 80 度，中央開口部 クレチング[°]，迎角 0 度

***) $Re=VD/\nu$ ， V ：風速 (m/s)， D ：桁高 (m)， ν ：動粘性係数 (m^2/s)

8.3.3 解析結果と考察^{9), 10), 11)}

図-8.4に中央径間長2,500mの完成系長大吊橋の3次元解析モデルを用いたフラッター解析結果を示す。レイノルズ数が 0.8×10^6 付近までは、フラッター風速はレイノルズ数に依らずほぼ70m/sとなった。しかし、さらにレイノルズ数が増加すると、フラッター風速がやや上昇する傾向にあることがわかる。このレイノルズ数 1.0×10^6 付近からフラッター風速が上昇する傾向は、ばね支持試験の構造系を対象とした2次元解析モデルを用いたフラッター解析結果^{1 3)}と同様の傾向にある。この2次元解析モデルの解析結果は、第5章の「5.6.3 フラッター解析結果」の図-5.10に示したが、これは迎角が+3度の非定常空気力係数を用いた解析結果であり、本節の解析は迎角が0度の非定常空気力係数を用いた解析結果である。このように解析に使用する非定常空気力係数が異なるにもかかわらず、フラッター風速に及ぼすレイノルズ数効果は、迎角に依らず同様な傾向となった。

3次元解析モデル、2次元解析モデルのいずれの解析ケースにおいても、レイノルズ数が増加すると

ほぼ一定であったフラッター風速が、 1.0×10^6 付近から高くなる傾向を示すことから、通常の 10^4 や 10^5 のオーダーの低レイノルズ数領域における風洞試験やフラッター解析によるフラッター照査は、耐風設計上安全側の評価を与えることがわかった。ただし、このことは今回研究対象とした橋桁断面に限定した結論である。

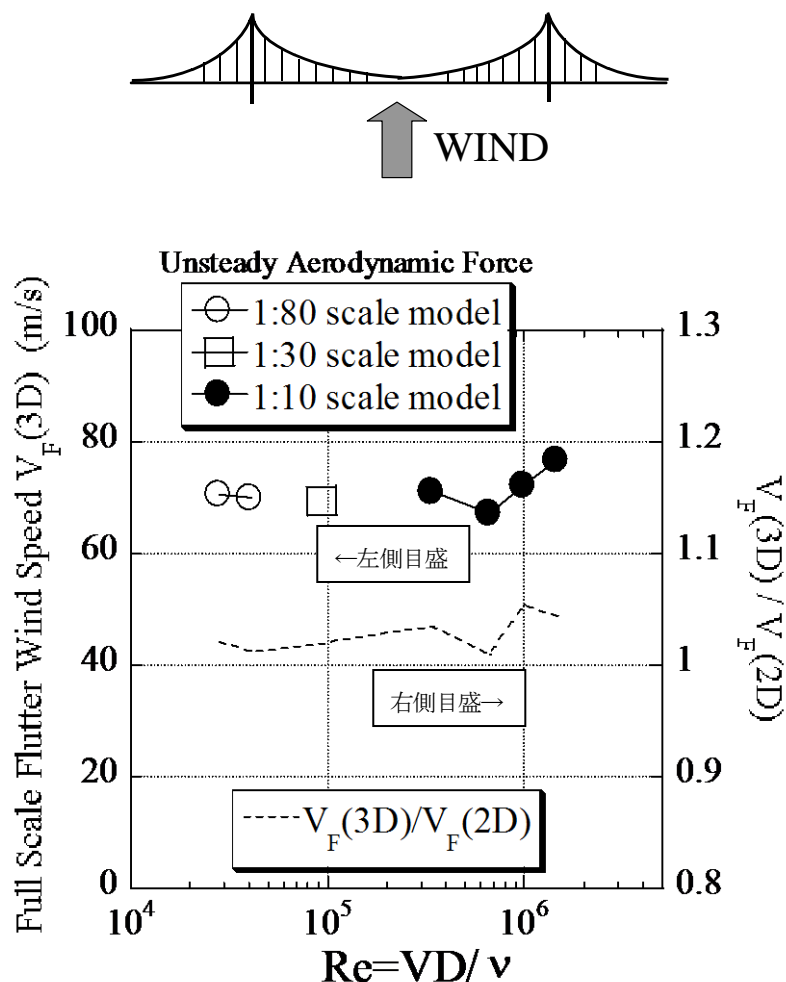


図-8.4 フラッター解析結果（中央径間長 2,500m 完成系長大吊橋解析モデル，気流傾斜角 0 度）

$Re=VD/\nu$ ， V ：風速(m/s)， D ：桁高(m)， ν ：動粘性係数(m^2/s)

また，図-8.4 の右側の縦軸は 3 次元解析モデルのフラッター風速 $V_F(3D)$ とばね支持試験構造系を対象とした 2 次元解析モデルのフラッター風速 $V_F(2D)$ の比を示す。3 次元解析モデルのフラッター風速は，2 次元解析モデルより 2～5% 高いという結果となった。したがって，本橋の場合，フラッター風速に及ぼす 3 次元効果は小さいと言えよう。しかし，レイノルズ数の増加とともに，この比も増加する傾向にある。この点からも低レイノルズ数領域におけるフラッター照査は，耐風設計上安全側の評価を与えると言えよう。

本章における解析に用いた固有振動モード数は低次から 50 次までであったが，既往の研究をベースに，

採用するモード数とフラッター風速の関係について述べる．中央径間長 987.55m の Severn 橋を対象とした 3 次元解析モデルを用いたフラッター解析結果¹²⁾では，鉛直たわみ対称 1 次モードとねじれ対称 1 次モードの 2 モードのみ考慮したフラッター風速は 71.0m/s である．一方，鉛直たわみモードを 6 次まで 5 モード追加させたフラッター風速は 76.9m/s とやや増加している．明石海峡大橋全橋模型を対象としたフラッター解析¹⁴⁾では，鉛直たわみ対称 1 次～3 次，水平たわみ対称 1 次，同 2 次，ねじれ対称 1 次の合計 6 モードが採用されている．同じく明石海峡大橋を対象としたフラッター解析に関する既往の研究¹⁵⁾によると，モード解析法で採用するモード数が少ない場合のフラッター風速は，よりモード数が多い場合のフラッター風速と差異が生じること，ねじれ対称 1 次モードを含む 10 次程度まで考慮すれば差異は小さいことが指摘されている．また，中央径間 1,000m 級の長大斜張橋のフラッター解析に関する既往の研究¹⁶⁾によると，鉛直たわみ対称 1 次モードとねじれ対称 1 次モードの 2 モードによるフラッター解析結果と，さらに鉛直たわみ対称 2 次，同 3 次，水平たわみ対称 2 次，水平成分が卓越したねじれ対称 1 次の 4 つを追加した合計 6 モードによるフラッター解析結果を比較して，6 モード解析結果の方がフラッター風速が低くなることを示し，耐風設計上安全側の評価を与えるためにより多くの数のモードをフラッター解析に採用すべきとしている．

以上のことから，フラッター解析をモード解析法で行う場合，この前提条件であるフラッター応答を表現できるモードをすべて解析に入れて実施することが重要である．

8.4 まとめ

第 4 章および第 5 章において，長大橋の橋桁断面に作用する定常空気力および非定常空気力に及ぼすレイノルズ数効果をばね支持試験ベースの 2 次元断面を対象にして検討・考察を行った．本章では，この結果を踏まえ，中央径間長 2,500m の完成系長大吊橋の 3 次元解析モデルを対象にフラッター風速に及ぼすレイノルズ数効果について検討を行った．具体的には，フラッター解析を行う前段階として逐次荷重増分法による風荷重静的変形解析を行い，定常空気力に及ぼすレイノルズ数効果が完成系長大吊橋の風荷重静的変形に与える影響について検討した．次に，フラッター解析を行い，非定常空気力に及ぼすレイノルズ数効果が完成系長大吊橋のフラッター特性に与える影響について考察した．得られた主要結果は次のとおりである．

(1) 定常空気力に及ぼすレイノルズ数効果が完成系長大吊橋の風荷重静的変形に与える影響

完成系長大吊橋の水平たわみ変位はレイノルズ数の影響をほとんど受けないことが分かった．したがって，低レイノルズ数領域の風洞試験結果の抗力係数を用いた静的耐風設計は，耐風設計上妥当であると考えられる．ところが，鉛直たわみ変位およびねじれ変位は，レイノルズ数の影響を大きく受けることが分かった．すなわち，気流傾斜角の違いによって，低レイノルズ数領域で得られた定常空気力係数

を用いた解析結果と高レイノルズ数領域で得られた係数を用いた解析結果は、大小関係が異なることが分かった。したがって、鉛直たわみ変位およびねじれ変位については、できるだけ高いレイノルズ数領域で得られた定常空気力係数を用いるべきである。このことは解析精度の精緻化の点からも言える。すなわち、橋桁の鉛直たわみ変位は、定常空気力の作用に伴い空力剛性が吊橋全体系に寄与することにより、吊橋全体系の有風時固有振動数、固有振動モードに影響を与えるからである。また、フラッター-解析によってフラッター-照査をする場合に、非定常空気力係数特性が、一般的に橋桁と気流方向のなす角度に大きく依存するので、このねじれ変位を精度良く評価することが非常に重要となるからである。

(2) 非定常空気力に及ぼすレイノルズ数効果が完成系長大吊橋のフラッター-特性に与える影響

レイノルズ数が 0.8×10^6 付近までは、フラッター-風速は、レイノルズ数に依らずほぼ70m/sとなった。しかし、さらにレイノルズ数が増加すると、フラッター-風速も上昇する傾向にある。このレイノルズ数が 1.0×10^6 付近からフラッター-風速が上昇する傾向は、第5章で検討したように、ばね支持試験の構造系を対象とした解析モデルを用いた迎角+3度の非定常空気力係数を用いたフラッター-解析結果と同様の傾向にある。本節の解析は迎角が0度の非定常空気力係数を用いた解析結果であることから、フラッター-風速に及ぼすレイノルズ数効果が顕著になるレイノルズ数は、迎角に依らずほぼ同じ数値となった。

3次元解析モデル、2次元解析モデルのいずれの解析ケースにおいてもレイノルズ数の高い方がフラッター-風速が高い傾向を示すということは、通常の低レイノルズ数領域における風洞試験またはフラッター-解析によるフラッター-照査は、耐風設計上安全側の評価を与えることがわかった。ただし、このことは今回研究対象とした橋桁断面に限定した結論である。

また、3次元解析モデルのフラッター-風速 V_F (3D) は、ばね支持試験構造系を対象とした2次元解析モデルのフラッター-風速 V_F (2D) より2~5%高いという結果となった。したがって、本橋の場合、フラッター-風速に及ぼす3次元効果は小さいと言えよう。

参考文献

- 1) 本州四国連絡橋公団：本州四国連絡橋風洞試験要領(2001)・同解説，2001年8月。
- 2) Honshu-Shikoku Bridge Authority: THE AKASHI-KAIKYO BRIDGE Design and Construction of the World's Longest Bridge, October, 1998.
- 3) 勝地 弘，宮田利雄，佐藤弘史，北川 信，樋上琇一，松田一俊：明石海峡大橋フラッター特性に関する解析的検討，土木学会第49回年次学術講演会講演概要集，I-493，1994年9月，pp. 984-985.
- 4) Y. Hikami, K. Matsuda, T. Suzuki: Nonlinear geometric and aerodynamic analysis for a long-span cable-stayed bridge during construction, *Wind Engineering, Proc. of the 1st IAWC European and African Regional Conf.*, Guernsey, 1993, pp.431-440.
- 5) 松田一俊，樋上琇一，徳重雅史：分離二箱桁を有する 2500m 級吊橋の耐風安定性，土木学会第 50 回年次学術講演会講演概要集，I-686，1995 年 9 月，pp. 1372-1373.
- 6) 松田一俊，樋上琇一：経済性を考慮した 2500m 級吊橋の開発，土木学会第 51 回年次学術講演会講演概要集 I-A，I-A215，1996 年 9 月，pp. 430-431.
- 7) 松田一俊，平野 茂，上島秀作，杉本高志：風荷重静的変形とモード別空力減衰がフラッター特性に与える影響，土木学会第 55 回年次学術講演会講演概要集第一部(B)，I-B57，2000 年 9 月。
- 8) 松田一俊，平野 茂，上島秀作，杉本高志：長大箱桁吊橋のフラッター特性に関する解析的検討—風荷重静的変形とモード別空力減衰がフラッター特性に与える影響，第 16 回風工学シンポジウム論文集，2000 年 11 月，pp. 327-332.
- 9) 松田一俊，K. R. Cooper，田中 宏：長大橋の風荷重静的変形およびフラッター特性に及ぼすレイノルズ数効果，日本風工学会誌第 95 号，2003 年 4 月，pp. 109-110.
- 10) K. Matsuda, K.R. Cooper, H. Tanaka: The analysis of wind-induced static displacements and flutter for long-span suspension bridges using steady and unsteady aerodynamic forces measured at high Reynolds numbers, *Proceedings of 11th International Conference on Wind Engineering*, Lubbock, Texas, USA, 2003, pp. 649-656.
- 11) 松田一俊，K. R. Cooper，田中 宏：長大橋の風荷重静的変形およびフラッター特性に及ぼすレイノルズ数効果，土木学会第 58 回年次学術講演会講演概要集，I-106，2003 年 9 月，pp. 211-212.
- 12) T. J. A. Agar: Aerodynamic flutter analysis of suspension bridges by a modal technique, *Engineering Structures*, Vol.11, April, 1989, pp.75-82.
- 13) K. Matsuda, K.R. Cooper, H. Tanaka, M. Tokushige, T. Iwasaki: An investigation of Reynolds number effects on the steady and unsteady aerodynamic forces on a 1:10 scale bridge deck section model, *J. Wind Eng. Ind. Aerodyn.* 89, 2001, pp.619-632.
- 14) 勝地 弘，北川 信：乱流中の風速変動が長大橋のフラッター限界風速に及ぼす影響，土木学会論文集，Vol. 619/I-47，1999 年 4 月，pp. 59-66.

- 15) 宮田利雄, 山田 均, 河藤千尋: 長大橋梁のフラッター解析法に関する 2, 3 の考察, 日本風工学会誌 第 55 号, 1993 年 5 月, pp. 69-70.
- 16) 松本 勝, 白石成人, 新原雄二, Stoyan Stoyanoff, 小林裕輔, 秋山真吾: 長大橋梁の多自由度フラッター解析における非定常空気力係数の影響, 日本風工学会誌 第 55 号, 1993 年 5 月, pp. 71-72.

第9章 橋梁対風応答解析の精緻化に関する考察

9.1 概要

本章では、第7章および第8章で行った橋梁の対風応答解析であるガスト応答解析、フラッター解析の精度向上を目的とした応答解析の精緻化に関する考察を行う。具体的には、フラッター解析における非定常抗力の影響度、フラッター解析における風荷重静的変形と固有振動モードの影響度、ガスト応答解析における橋桁断面の空力アドミッタンスの影響度である。以下、各検討項目の概要について述べる。

フラッター解析における鉛直たわみ振動およびねじれ振動に伴う非定常抗力の影響が顕在化したのは、土木研究所内大型風洞実験施設における縮尺 1/100 の明石海峡大橋完成系全体模型のフラッター現象に対するフラッター解析検討においてである。従来、フラッター解析における非定常抗力の影響は微小であるとして、解析上は考慮されていなかった。しかし、明石海峡大橋風洞試験の結果、フラッター照査風速のような高風速領域における風荷重静的変形とくにねじれ変形が大きいこと、また、そのねじれ変形状態の迎角に対応する抗力係数曲線の勾配が非常に大きいため、非定常抗力のフラッター特性に与える影響度が非常に大きいことが判明した^{1), 2), 3)}。9.2 節において、長大橋のフラッター特性に及ぼす非定常抗力の影響について考察する。

フラッター解析をモード解析法で行う場合、とくに検討対象橋梁の基本計画段階では、無風時における固有振動モードおよび固有振動数を用いることが多い。風荷重静的変形量が小さい場合、または風荷重静的変形量とくにねじれ変形が大きい場合でも、非定常空気力係数の迎角依存性が小さければ、フラッター解析結果は、ほとんど問題ないと考えられる。しかし、風荷重静的変形が大きく、かつ非定常空気力係数が迎角によって大きく変化する場合、無風時の固有振動モードをフラッター解析結果に採用することによって、耐風設計上妥当なフラッター特性の評価を与えることは困難である^{4) ~ 11)}。9.3 節において、風荷重静的変形およびそれに伴う固有振動モードがフラッター特性に与える影響について検討する。

ガスト応答解析において、主流方向成分あるいは主流直角鉛直成分の変動風速に起因した強制空気力である変動空気力の非定常性は、伝達関数である空力アドミッタンスを用いて評価する。本州四国連絡橋風洞試験要領(2001)・同解説^{1 2)}によると、空力アドミッタンスは、抗力解析の場合、Davenport の式が、揚力解析および空力モーメント解析の場合、Sears 関数がそれぞれ用いられる。前者は、流れに直角に置かれた平面ラティス構造に対して理論的に導かれた空力アドミッタンスであり、後者は翼断面の空力アドミッタンスである。したがって、例えば検討対象の橋梁断面が、流体力学的に翼断面形状と大きく異なる場合、風洞試験によって空力アドミッタンスを計測する必要があると考えられる。なお、Sears 関数については、検討対象の橋梁断面の空気力係数 $dC_F/d\alpha = dC_L/d\alpha + C_D$ を翼断面の理論値 2π との比を考

慮した修正 Sears 関数^{13), 14)}が提案されている．ところで，空力アドミッタンスは，無次元振動数が小さい領域（概ね 0.1 以下とされるが，0.025 以下としているものもある）では，準定常の仮定はほぼ成り立つ．しかし，無次元振動数が大きくなると，断面まわりの流れ場の変動が風速の変動に追いつかないことから，実際に発生する変動空気力は，一般に準定常の仮定から得られるものより小さくなる傾向にある．したがって，高無次元振動数領域では準定常空気力を補正する必要がある．この補正係数が空力アドミッタンスとなる．変動揚力の空力アドミッタンスを考えた場合，接近流である乱流の気流特性によって空力アドミッタンスの大きさは左右されることがある．例えば，主流方向変動風速の乱れの強さ I_u が大きくなるにつれて，桁幅／桁高比 4, 6 および 10 の矩形断面の変動揚力に関する空力アドミッタンスは，小さくなる傾向にあることが格子乱流を用いた風洞試験で確認されている¹⁵⁾．さらに，橋梁断面上の高欄で攪乱された気流やフェアリング隅角部からはく離れた気流の特性によっても発生する変動揚力は変化すると考えられる．実際に，第 4 章および第 5 章で述べたように，レイノルズ数の大きさによって，研究対象の橋梁断面まわりの流れパターンが変化し，模型表面圧力が変化することが判明している．このように空力アドミッタンスは，乱流特性だけでなくレイノルズ数にも依存する可能性がある．また，両者が複雑に作用し合って空力アドミッタンスに影響を与えることも考えられる．乱流特性とレイノルズ数の影響を総合的に考慮した空力アドミッタンスの研究は，今後の検討課題としたい．本研究では乱流特性に着目し，9.4 節において異なる 2 種類の境界層乱流を用いて，気流特性の違いが空力アドミッタンスに与える影響について考察する．

9.2 フラッター解析における非定常抗力の影響度¹⁶⁾

9.2.1 概要

従来，フラッター解析において，鉛直たわみ振動やねじれ振動に伴う非定常抗力は，フラッター特性に与える影響が小さいものとして解析に考慮されることはほとんどなかった．しかし，土木研究所内大型風洞における明石海峡大橋縮尺 1/100 全体模型風洞試験のフラッター現象をフラッター解析で再現するためには，この非定常抗力を解析に考慮することが不可欠であることが判明した．

ここでは，中央径間 2,000m 級の補剛トラス吊橋と補剛箱桁吊橋を検討対象にフラッター解析を行い，非定常抗力がフラッター特性に与える影響を比較した．

9.2.2 解析方法・解析ケース

フラッター解析は，モード解析法による多自由度フラッター解析^{17), 18)}を用いた．具体的な解析の概要は，第 5 章 5.4.1 で述べている．本橋の場合，静的風荷重によるねじれ変形が大きいことから，フラッター解析に使用するモードは有風時の固有振動数および固有振動モードとした．モード数は，補剛トラス吊橋については，水平たわみ対称 1 次，同 2 次，鉛直たわみ対称 1 次，同 2 次，同 3 次，ねじ

れ対称1次の6つとした．ただし，別途1次から40次まで考慮した解析結果と大差ないことを確認している．一方，補剛箱桁吊橋については，1次から50次までの全モードとした．水平たわみ振動に伴う非定常空気力は準定常空気力を，それ以外は計測非定常空気力を解析に用いた．

9.2.3 解析結果と考察

解析結果を図-9.1に示す．図-9.1から補剛トラス吊橋では鉛直たわみ・ねじれ振動に伴う非定常抗力係数 ($C_{D\eta R}$, $C_{D\eta i}$, $C_{D\theta R}$, $C_{D\theta i}$) を解析に考慮しないと風洞試験値のような急激な応答減衰の落ち込みを示すフラッター特性が得られない．一方，補剛箱桁吊橋のフラッター特性は，非定常抗力係数の考慮の有無には無関係であった．なお，ここにおける非定常抗力係数は次式で示される航空工学における表現形式に従った．

$$D = \pi \rho B^2 A n \omega^2 \left\{ (C_{D\eta R} + i C_{D\eta i}) \frac{\eta}{B} + (C_{D\theta R} + i C_{D\theta i}) \theta \right\} \quad (9.1)$$

ここで， D ：非定常抗力， ρ ：空気密度， B ：桁幅， A_n ：橋桁投影面積， ω ：円振動数，

η ：鉛直たわみ変位（上向き正，桁幅中央点における変位）

θ ：ねじれ変位（頭上げ正）

C_{XYZ} ：非定常空気力係数（無次元振動数 $k = fB/V$ の関数， f ：振動数， V ：風速）

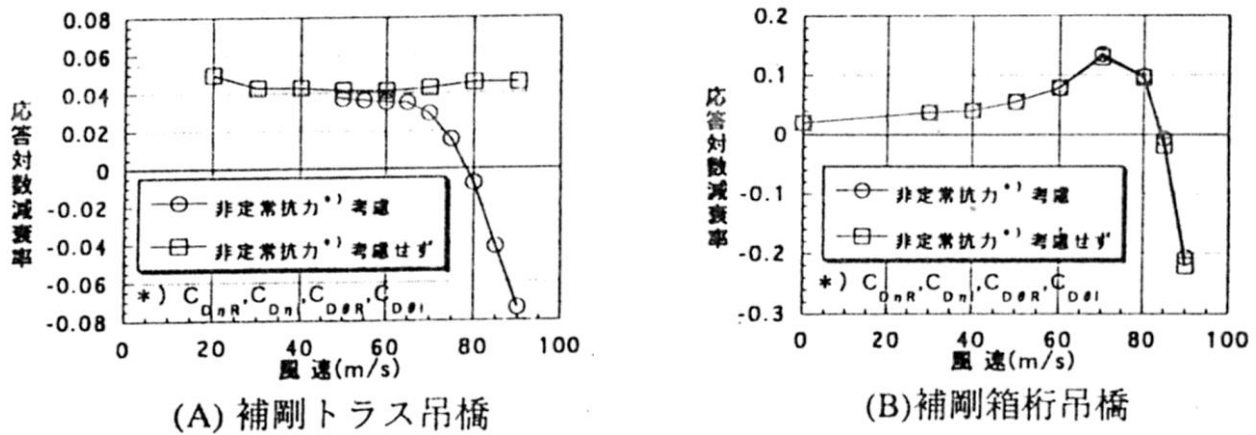


図-9.1 フラッター解析結果（非定常抗力の影響）

次に，非定常抗力係数が，補剛トラス桁と補剛箱桁の各フラッター特性に与える影響が異なることについて準定常抗力である式(9.2)および式(9.3)を用いて考察する．

$$D_\eta = \frac{1}{2} i \omega \rho (-V) \{ A_n (dC_D / d\alpha) - B C_L \} \eta \quad (9.2)$$

$$D_{\theta} = \frac{1}{2} \rho (V^2) \{ An (dC_D / d\alpha) - BC_L \} \theta \quad (9.3)$$

ここで、 D_{η} ：鉛直たわみ振動による非定常抗力

D_{θ} ：ねじれ振動による非定常抗力

C_D, C_L ：定常抗力係数，定常揚力係数， i ：虚数， α ：角度（ラジアン）

ρ ：空気密度， B ：桁幅， An ：橋桁投影面積， ω ：円振動数，

η ：鉛直たわみ変位（上向き正，桁幅中央点における変位）

θ ：ねじれ変位（頭上げ正）

式(9.2)，式(9.3)から，非定常抗力係数は，抗力係数勾配および揚力係数の大きさに支配されることがわかる．検討対象の補剛トラス桁および補剛箱桁の各定常空気力係数曲線を図-9.2に示す．

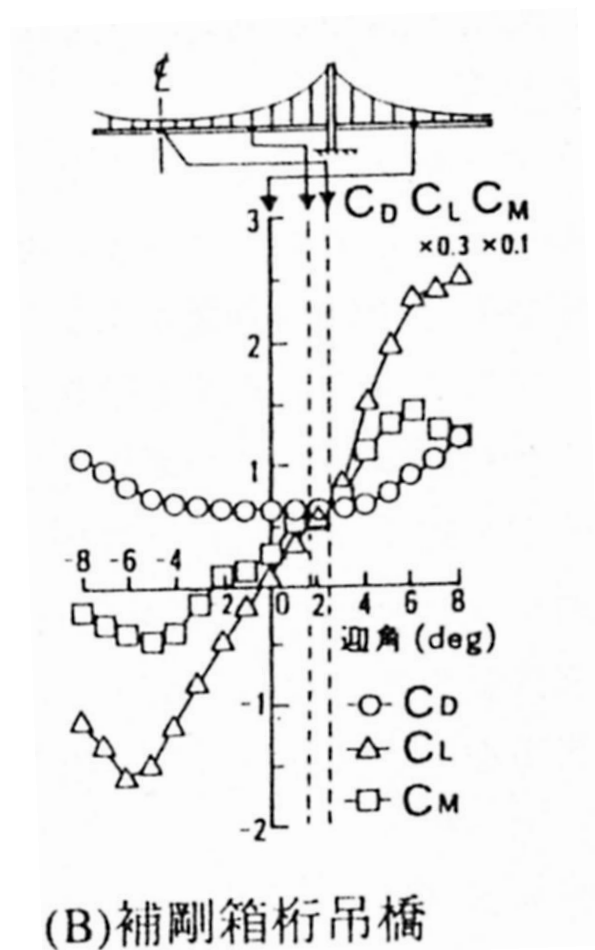
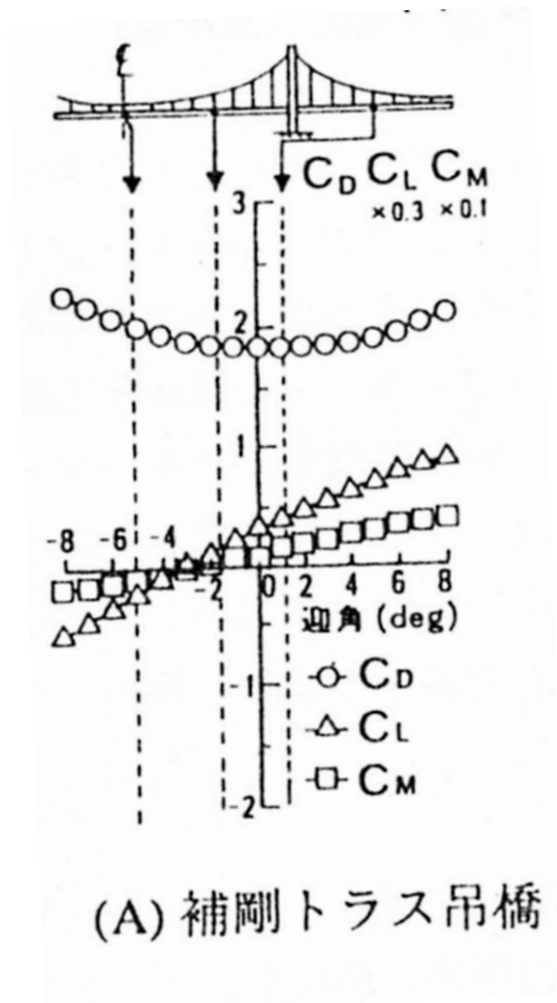


図-9.2 定常空気力係数曲線（三分力係数曲線）

フラッター特性に最も影響を与える中央径間 1 / 2 点における非定常抗力を比較した結果を表-9.1 に示す。補剛トラス桁、補剛箱桁の各静的ねじれ角における抗力係数勾配の違いが起因して、非定常抗力の大きさに差異が生じている。したがって、フラッター解析において、非定常抗力がフラッター特性に与える影響度は、主として橋桁静的ねじれ変形角度における抗力係数勾配の大きさに依存することが分かる。

表-9.1 非定常抗力における定常空気力係数の比較

	ねじれ角*)	風速 (m/s)	投影面積 (m ² /m)	桁幅 (m)	$\frac{dC_D}{d\alpha}$	C_L	$\frac{An dC_D}{d\alpha}$	$B C_L$	$\frac{An dC_D - B C_L}{d\alpha}$
補剛トラス吊橋	-5 度	80	7.51	35.5	-4.07	-0.071	-30.6	-2.52	-28.1
補剛箱桁吊橋	+2 度	85	7.44	40.9	+0.35	0.179	2.60	7.32	-4.72

*) 中央径間 1/2 点における橋桁のねじれ角

9.3 フラッター解析における風荷重静的変形と固有振動モードの影響度⁸⁾

9.3.1 概要

本節では、中央径間 2,500m 級の補剛箱桁吊橋を検討対象に、風荷重静的変形とモード別空力減衰がフラッター特性に与える影響について述べる。さらに、静的風荷重に伴う橋桁静的ねじれ角に対する非定常空力係数の非線形性がフラッター特性に与える影響も検討した。

長大吊橋は強風によって撓みやすい構造物である。吹き上げまたは吹き下げの接近流によって橋桁に上向きまたは下向きの揚力が作用し、それがケーブルに伝達され、空力剛性も勘案した吊橋全体系のみかけの剛性が変化し、ひいては固有振動数も変化する可能性がある。そこで本節では、風荷重による静的変形がフラッター特性に与える影響に着目した。具体的には、風荷重による静的変形を考慮せず、無風時の固有振動モードを用いた解析結果と比較することにより、風荷重による長大吊橋の静的変形がフラッター特性に及ぼす影響を検討した。次に、ばね支持試験結果と全橋フラッター解析結果を比較することにより、実橋の静的変形の影響を反映できないばね支持試験結果の評価に関する考察を行った。さらに、非定常空力力が長大吊橋になす空力減衰の面から、加振方向別、有風時固有振動モード別の各空力力がフラッター特性に与える影響についても考察した。

9.3.2 解析要領

中央径間 2,500m の 3 径間 2 ヒンジ補剛箱桁吊橋を対象に、図-9.3 および表-9.2 に示す桁高 7m の 1 箱桁形式の橋桁を有する長大吊橋の FEM モデルを用いて、静的風荷重載荷解析およびフラッター解析を行った。静的風荷重載荷解析⁴⁾は、逐次荷重増分法により 10m/s の風速ごとに行った。フラッター解析は、モード重ね合わせ法¹⁷⁾により 1 次から 50 次までの各風速における風荷重による静的変形を考慮した有風時の固有振動数、固有振動モードを用いる方法と、静的変形を考慮しない無風時の固有振動数、固有振動モードを用いる方法の 2 種類で行った。なお、いずれの方法もフラッター特性は、25 次までで十分表現できることを確認済みであるが、ここでは余裕をみて 50 次までを解析に考慮した。なお、本解析では、ベキ指数 1/8 の風速分布を想定しているため、風速は中央径間の橋桁の平均高度における値で代表させた。

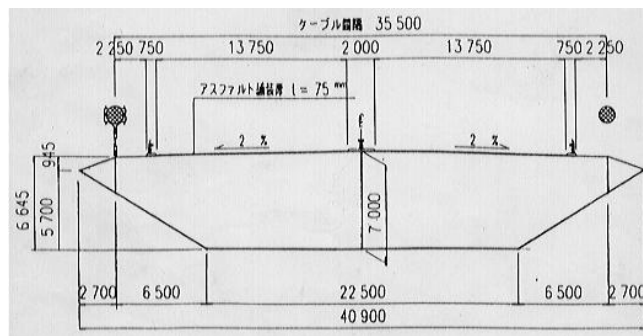


図-9.3 1 箱桁形式橋桁の断面図

表-9.2 検討対象吊橋の基本諸元

スパン割	1, 250m+2, 500m+1, 250m
サグ比	1/10
鋼重	42.7t/m
(補剛桁)	(25.7t/m)
(ケーブル)	(8.5t/m×2 本)
極慣性モーメント	3,250tm ² /m
固有振動数	0.0340Hz (桁水平たわみ対称 1 次)
	0.0548Hz (桁鉛直たわみ対称 1 次)
	0.1587Hz (桁ねじれ対称 1 次)
桁平均高度	81m

解析で使用した三分力係数と非定常空気力係数の定義式を式(9.4)～式(9.7)に示す。また、図-9.4 および図-9.5 に各空気力係数を示す。これらはいずれも一様流中における風洞試験値である。なお、計測した非定常空気力係数は、レイノルズ数 $4 \times 10^3 \sim 6 \times 10^4$ (代表長: 桁高 D) の範囲で計測された。別途、本研究で対象とした 1 箱桁断面に類似した断面について、レイノルズ数 $4 \times 10^3 \sim 1.5 \times 10^6$ の範囲で計測した非定常空気力係数を用いた 2 次元フラッター解析結果であるフラッター風速は、レイノルズ数に依存せずほぼ同値となった¹⁹⁾。したがって、本研究で計測された非定常空気力係数に及ぼすレイノルズ数の影響は小さいものと予測される。

$$C_D = \frac{D_s}{\frac{1}{2}\rho V^2 A_n}, C_L = \frac{L_s}{\frac{1}{2}\rho V^2 B}, C_M = \frac{M_s}{\frac{1}{2}\rho V^2 B^2} \quad (9.4)$$

$$D = \pi \rho B^2 A_n \omega^2 \left\{ (C_{D\eta R} + iC_{D\eta i}) \frac{\eta}{B} + (C_{D\theta R} + iC_{D\theta i}) \theta \right\} \quad (9.5)$$

$$L = \pi \rho B^3 \omega^2 \left\{ (C_{L\eta R} + iC_{L\eta i}) \frac{\eta}{B} + (C_{L\theta R} + iC_{L\theta i}) \theta \right\} \quad (9.6)$$

$$M = \pi \rho B^4 \omega^2 \left\{ (C_{M\eta R} + iC_{M\eta i}) \frac{\eta}{B} + (C_{M\theta R} + iC_{M\theta i}) \theta \right\} \quad (9.7)$$

ここで、 C_D : 抗力係数、 C_L : 揚力係数、 C_M : 空力モーメント係数、

D_s : 定常抗力、 L_s : 定常揚力、 M_s : 定常空力モーメント、

ρ : 空気密度、 A_n : 投影面積、 B : 桁幅、

D, L, M : 非定常抗力、非定常揚力、非定常空力モーメント、

ω : 円振動数、

η : 鉛直たわみ変位 (上向き正, 桁幅中央点における変位)

θ : ねじれ変位 (頭上げ正)

C_{XYZ} : 非定常空気力係数 (無次元振動数 $k=fB/V$ の関数, f : 振動数, V : 風速)

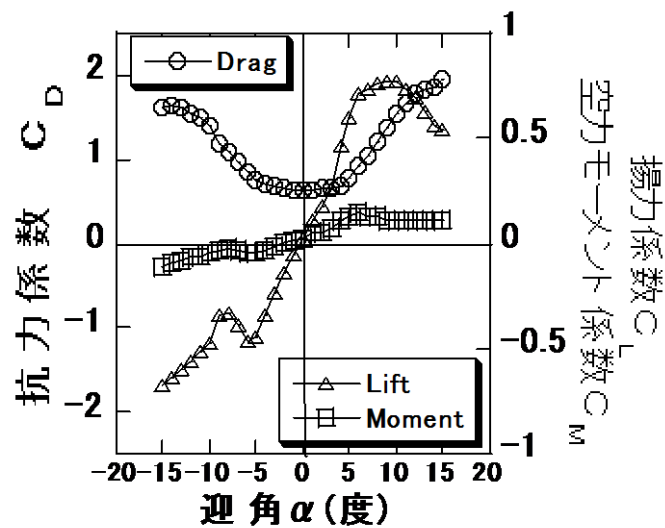


図-9.4 定常空気力係数

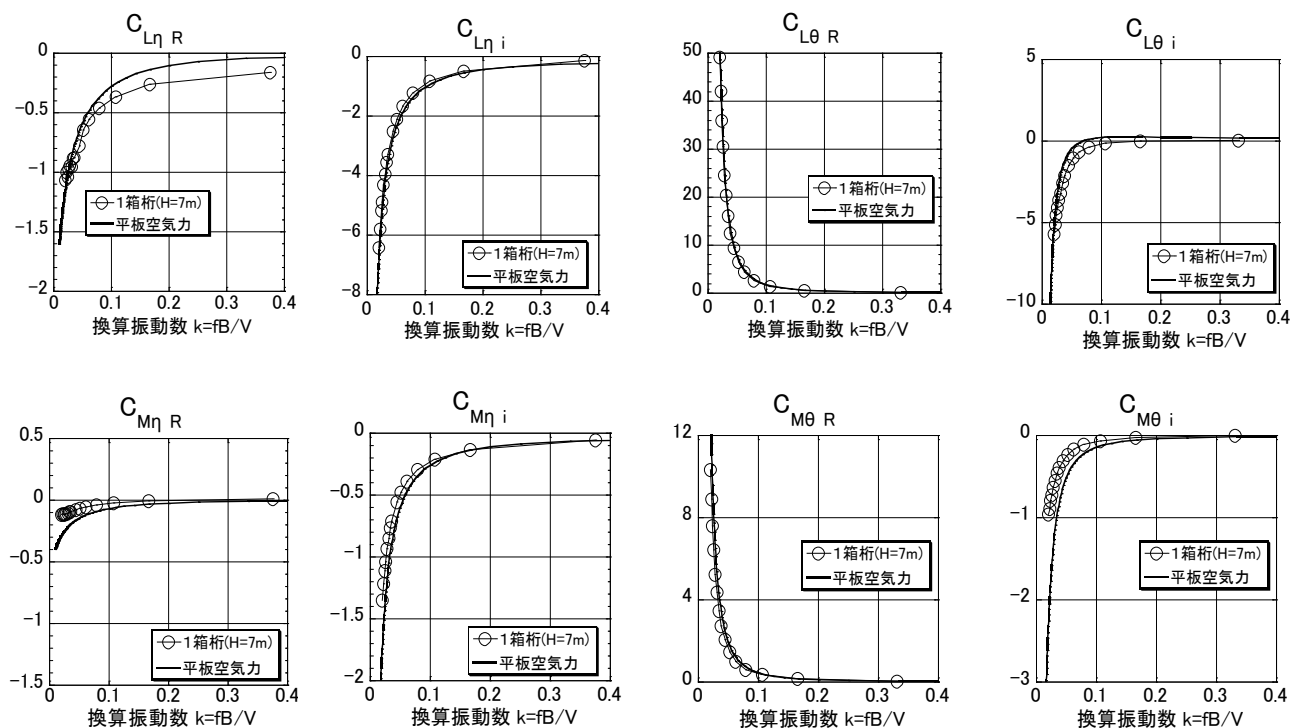


図-9.5 非定常空気力係数 (迎角 0 度)

9.3.3 解析結果および考察

(1) 風荷重静的変形と有風時固有振動数

気流傾斜角 0 度、 ± 3 度について、図-9.4 に示す定常空気力係数を用いた静的風荷重載荷解析の結果を図-9.6 に示す。また、風速 60m/s における静的変形の橋軸方向分布を図-9.7 に示す。気流傾斜角によって橋桁の鉛直変位が大きく異なることがわかる。したがって、ケーブル張力も変化することから、吊橋全体系の剛性も変化することが予想される。代表的なモードについて、風速と有風時固有振動数の変化を図-9.8 に示す。気流傾斜角 0 度、 $+3$ 度の場合、風速の増加と共に橋桁が上方に移動するため、吊橋全体の剛性が小さくなり、固有振動数が低下する。一方、気流傾斜角 -3 度の場合は反対の傾向にある。

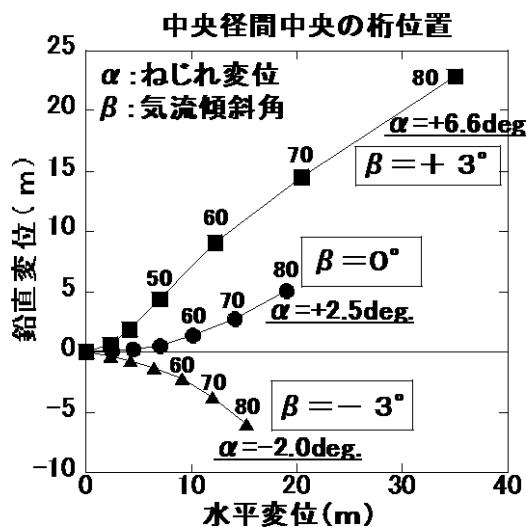


図-9.6 静的風荷重による橋桁の静的変形

(図中、記号上の数値は風速 (m/s) を表す)

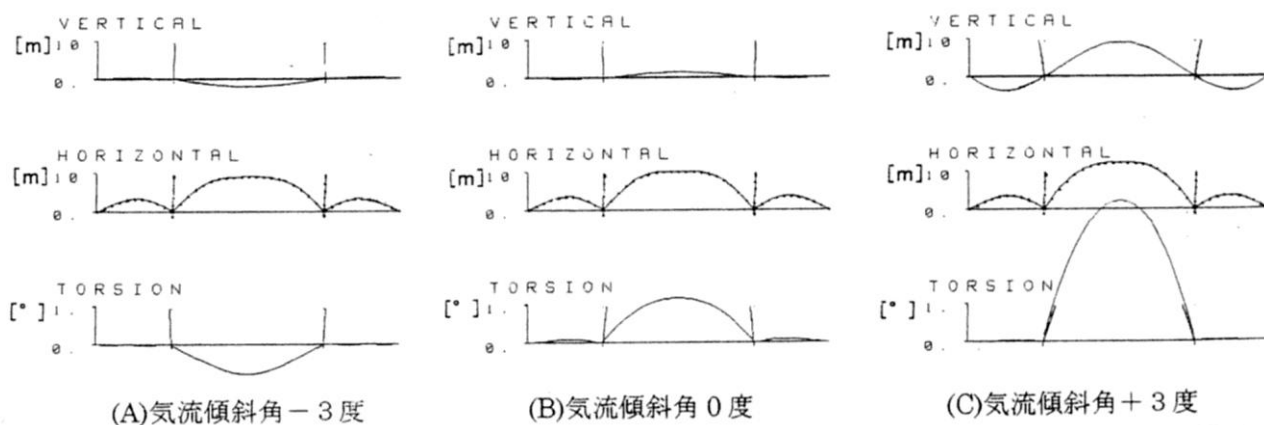


図-9.7 橋桁の静的変形の軸方向分布 (風速 60m/s)

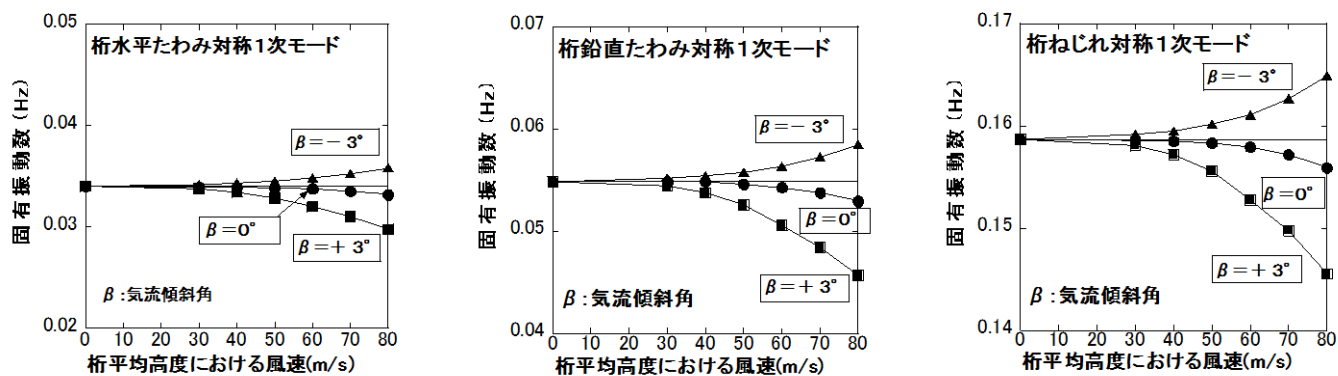


図-9.8 風速と有風時固有振動数の関係

(2) 風荷重静的変形がフラッター特性に与える影響

気流傾斜角 0 度, ± 3 度における全橋フラッター解析結果を図-9.9 に示す. 風荷重による静的変形が比較的小さい気流傾斜角 0 度および -3 度の場合, 静的変形を考慮しない無風時モードによる解析結果と静的変形を考慮する有風時モードによる解析結果の差は小さい. 一方, 静的変形が比較的大きい気流傾斜角 $+3$ 度の場合, 両者の差は大きくなり, 有風時モードによる解析結果は, 無風時モードによる解析結果に比べ, フラッター風速付近の応答減衰の落ち込みが, 風速に対して急激になる. これは, 表-9.3 から桁ねじれ対称 1 次モードの複素固有ベクトルの絶対値に対する桁鉛直たわみ対称 1 次モードの寄与率の比が, 無風時モードと有風時モードで大きく異なることに起因すると考えられる. すなわち, この比は気流傾斜角 -3 度や 0 度では使用モードに依らずほぼ同値であるのに対し, $+3$ 度の場合, 有風時モードの比は無風時モードの約 3 倍大きい. この差が, 連成フラッターの特徴であるフラッター風速付近の急激な応答減衰の落ち込みをより顕在化させたものと考えられる. 図-9.9 の 3 ケースの解析結果は, いずれも有風時・無風時モードの違いによるフラッター風速の差が小さい. しかし, 静的変形の影響を比較的大きく受ける気流傾斜角 $+3$ 度の場合, 鉛直たわみ・ねじれの連成の度合い, それに伴う応答減衰の落ち込みなどのフラッター特性に関しては, 有風時・無風時モードによる違いが見られた. このことは, 静的変形が大きい場合, 無風時モードを用いた解析結果は, 検討対象橋梁のフラッター特性を考察する上で, 誤った情報を提供してしまう恐れがあることを示唆している.

したがって, このように静的風荷重による橋桁の変形が大きい場合, あるいは非定常空気力係数の迎角依存性が大きい場合¹⁶⁾などは静的変形を考慮した有風時モードをフラッター解析に用いることが望ましい.

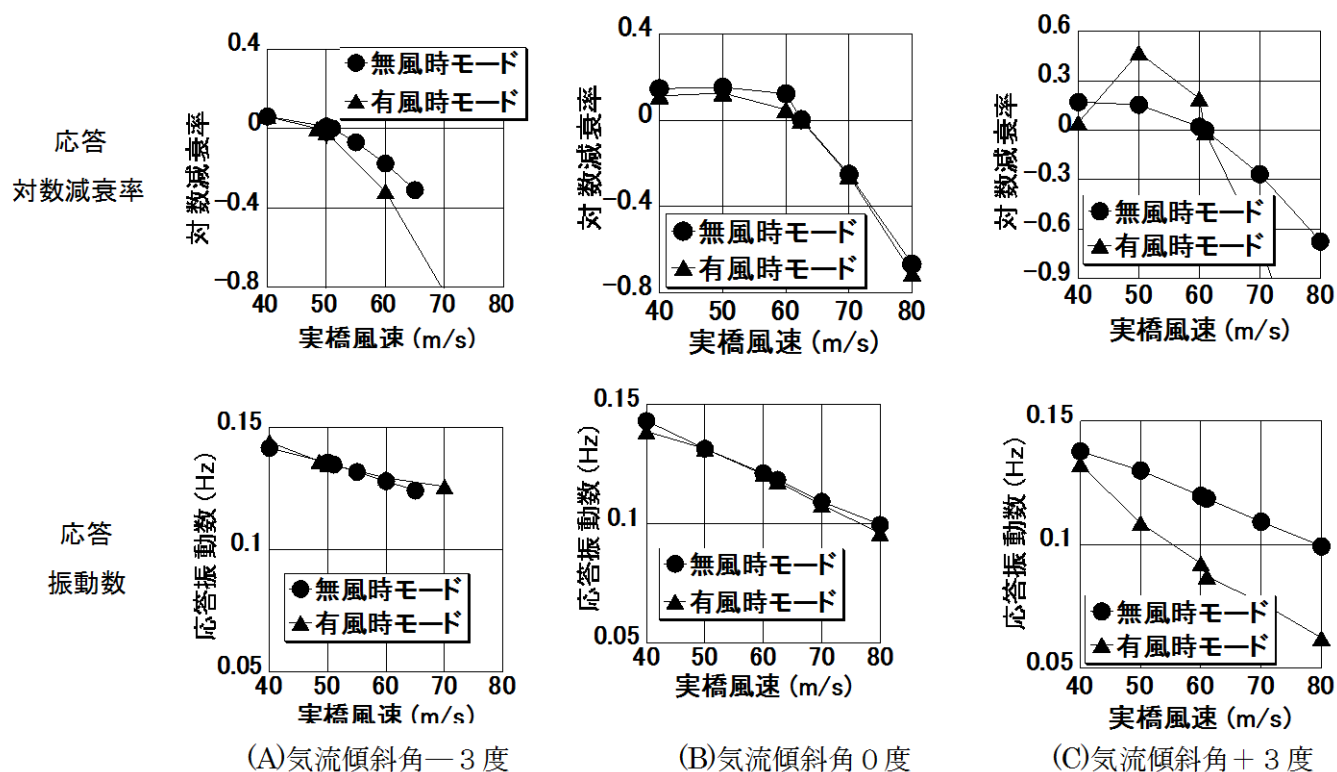


図-9.9 全橋フラッター解析結果

表-9.3 主要2モードの寄与率（複素固有ベクトルの絶対値）

β (度) ^{*)}	風速(m/s)	固有振動モード	複素固有ベクトルの絶対値 ^{***)}	
			無風時モード	有風時モード
-3	50.0	$\eta-1$ ^{**)}	0.65	0.69
		$\theta-1$ ^{**)}	1.00	1.00
0	62.5	$\eta-1$	1.27	1.24
		$\theta-1$	1.00	1.00
+3	61.0	$\eta-1$	1.32	3.62
		$\theta-1$	1.00	1.00

注) ^{*)} β : 気流傾斜角 (度) 吹き上げを正とする.

^{**)} $\eta-1$: 桁鉛直たわみ対称1次モード, $\theta-1$: 桁ねじれ対称1次モード

^{***)} ここでは便宜上, 桁ねじれ対称1次モードの複素固有ベクトルの絶対値を1.0とした.

(3) ばね支持試験結果と全橋フラッター解析結果の比較

ここでは, ばね支持試験結果と全橋フラッター解析結果を比較することにより, 全橋の静的変形の影響を考慮できないばね支持試験結果の評価に関する考察を行った.

図-9.3の1箱桁断面を対象としたばね支持試験結果を図-9.10に示す。図中、非定常空気力係数による解析値も比較のためプロットした。全体的に両者はほぼ対応していることから、計測された非定常空気力係数は概ね妥当であると考えられる。また、図-9.7の気流傾斜角0度、±3度の静的風荷重載荷解析結果から、実橋風速60m/sにおける中央径間の橋桁の水平面からのねじれ変形量と気流方向とのなす角である迎角 β の範囲も図-9.10に表示した。図-9.9の全橋フラッター解析結果によると、気流傾斜角+3度のフラッター風速は、有風時・無風時モードとも0度に比べ1.5m/s低い。無風時モードを用いた気流傾斜角0度、+3度の全橋フラッター解析結果は、それぞれ迎角0度、+3度のみの非定常空気力係数を用いていることから、各迎角におけるフラッター特性に支配されられると考えられる。図-9.10から迎角+3度のフラッター風速は0度のそれより約2m/s低く、この傾向は図-9.9の全橋フラッター解析結果と対応している。ところが、図-9.10から有風時モードを用いた全橋フラッター解析に対応する、気流傾斜角+3度における橋桁の迎角範囲のフラッター風速は、気流傾斜角0度におけるそれに比べ平均して約5m/s高い。この傾向は図-9.9の解析結果と対応しない。この原因として、図-9.8に示した静的変形に伴う有風時の固有振動数の低下によって、全橋フラッター解析結果が、予測されるフラッター風速より低下することが考えられる。さらに上記(2)で述べたように、表-9.3に示す静的変形に伴うモード寄与率の違いも要因として挙げられよう。例えば揚力係数が大きく、風荷重による静的変形が大きくなることが予想される断面の場合は、さらにこの影響が顕著となることを見込まれることから、ばね支持試験結果のフラッター風速の評価には留意する必要がある。

このように全橋の静的変形に伴う振動特性やフラッター特性（モード寄与率等）の変化を、ばね支持試験は反映させることができないため、ばね支持試験で良好なフラッター特性を確保できても、全橋フラッター解析で期待したほどのフラッター風速が得られない場合が出てくる可能性がある。

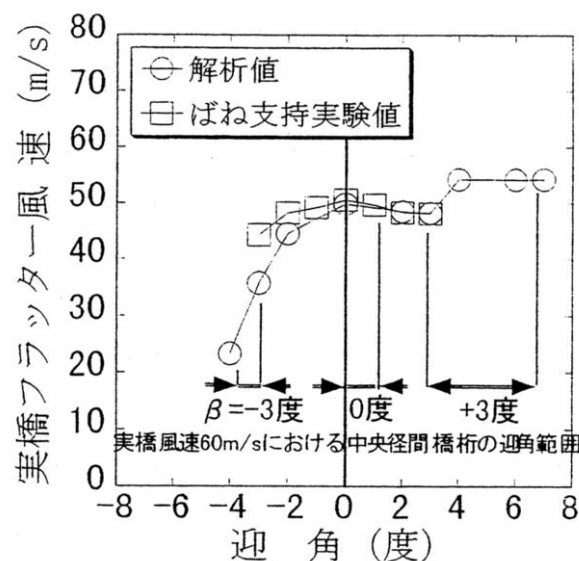


図-9.10 ばね支持試験結果

(β : 図-9.9の全橋フラッター解析における気流傾斜角)

(4) 空力減衰がフラッター特性に与える影響

従来の研究例^{3), 20), 21)}を参考に、気流傾斜角+3度の解析結果を対象に、フラッター風速前後の空力減衰の内訳を表-9.4に示す。この表の特長は、空力減衰を加振方向別、空気力別、モード別に分類したことである。フラッター特性は、主として桁鉛直たわみ対称1次モードの鉛直たわみ加振による揚力(減衰力：正值，表中①)と桁ねじれ対称1次モードのねじれ加振による揚力(励振力：負値，同④)のバランスによって決定されている。また、桁ねじれ対称1次モードのねじれ加振による空力モーメント(表中⑤)が減衰力であることから、このフラッターは連成項が励振力となって発生する連成フラッターと考えられる^{22), 23)}。なお、桁鉛直たわみ対称3次モードもフラッター特性に大きな影響を与えていることは、文献^{21), 24)}と同じ傾向である。風速の増加に伴い、桁ねじれ対称1次モードの振動数(無風時0.1587Hz)が、風速70m/sにおいて0.1497Hzと桁鉛直たわみ対称3次モードの振動数0.1426Hzに接近するため、このモードのねじれ成分が相対的に大きくなる。図-9.11に無風時および風速70m/sにおける桁鉛直たわみ対称3次のモード形を示す。桁鉛直たわみ対称3次モードのねじれ加振による揚力(表中、③)は、励振力として働くが、一方、そのモードの鉛直たわみ加振による揚力(同②)は、減衰力として作用する。1つのモードでも、励振力と減衰力の両面でフラッター特性に影響を与える場合がある。

表-9.4 空気力別・振動モード別の空力減衰(気流傾斜角 $\beta=+3$ 度)

	部位	加振方向	空気力	有風時 固有振動モード*	風 速			備考	
					60m/s	61m/s (フラッター風速)	70m/s		
主な空力対数減衰率	橋桁	鉛直たわみ	揚力	桁鉛直たわみ対称1次	0.275	0.443	1.580	①	
				同 2次	0.106	0.036	0.047		
				同 3次	0.011	0.015	0.089	②	
		ねじれ		桁鉛直たわみ対称1次	0.008	0.016	0.105		
				同 3次	-0.015	-0.025	-0.482	③	
				桁ねじれ対称 1次	-0.270	-0.527	-2.229	④	
		鉛直たわみ	空力 モーメント	桁鉛直たわみ対称1次	-0.059	-0.081	-0.190		
				ねじれ	桁鉛直たわみ対称3次	0.004	0.004	0.048	
					桁ねじれ対称 1次	0.074	0.059	0.088	⑤
	ケーブル	鉛直たわみ	揚力	桁鉛直たわみ対称1次他	0.006	0.008	0.018		
		水平たわみ	抗力	桁水平たわみ対称2次他	0.005	0.001	0.000		
① 空力対数減衰率 合計					0.209	-0.038	-1.017		
② 構造対数減衰率					0.021	0.022	0.020		
①+② 応答対数減衰率					0.230	-0.016	-0.997		

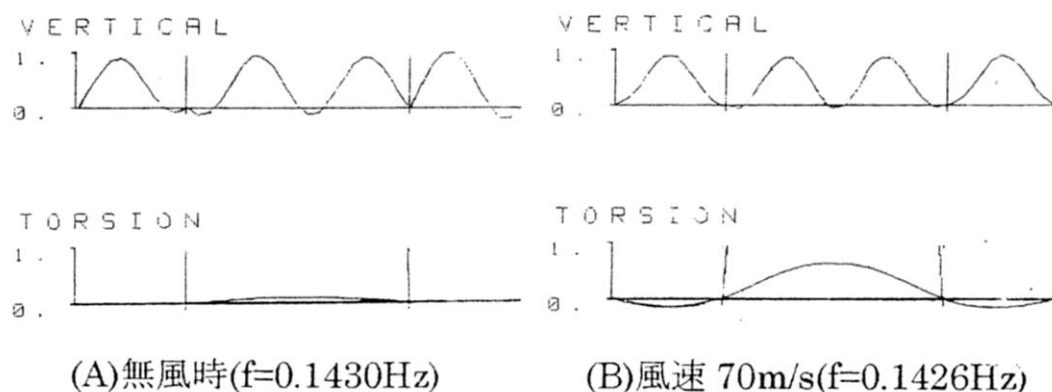


図-9.11 橋桁鉛直たわみ対称3次モード

9.4 ガスト応答解析における橋桁断面の空力アドミッタンスの影響度^{25), 26), 27)}

9.4.1 概要

橋梁の長大化に伴って橋梁の耐風安定性を照査する項目として、ガスト応答の重要度がますます高くなってきた。とくに架設段階は完成時に比べ構造的に不安定となりやすく、また固有振動数も低減することから風洞試験や応答解析で構造物の風に対する安全性を確認することが多い。鋼橋に限らずPC斜張橋でも架設段階でガスト応答が問題となり、風洞試験による詳細な検討がなされている例²⁸⁾が見られる。

受注風洞試験業務において、架設時長大鋼斜張橋を対象に、水平ガスト応答の風洞試験値と解析値を比較検討したところ、両者の整合性が境界層乱流の種類によって異なる結果を得た。ここではこの差異の要因を検討した結果について報告する。具体的には、差異の主要要因が、空力アドミッタンスであることが推測されたことから、抗力ガスト応答解析に用いる空力アドミッタンスを風洞試験で計測し、通常の解析に用いられる Davenport 提案式との比較を行う。乱流の種類によって、空力アドミッタンスが大きく変化する可能性があることを示唆し、ガスト応答解析を用いた耐風設計における留意点を提起する。

また、既往の研究によると、変動風速の相関と変動空気力の相関は等しいとする strip theory の仮定は鉛直ガストの場合成立しない例が多い。ここでは水平ガストに対する strip theory の仮定が成立するか否かについても考察を行った。

ここで、検討の対象となった空力アドミッタンス²⁹⁾について整理する。空力アドミッタンスは、変動風速と変動空気力とを関連付ける一種の伝達関数である。変動風速は不規則に変動する量であり、その特性は振動数成分ごとの寄与率すなわちパワースペクトルで与えられることが多い。また、ガスト応答についても不規則変動量であることからパワースペクトルの形で表現されることが多い。橋梁耐風工学の分野では、この伝達関数の二乗を空力アドミッタンスと呼んでいる。ガスト応答解析に使用される空力アドミッタンスを解析別（振動方向別）に示すと次のようである。

(1) 抗力解析用空力アドミッタンス $\left| \chi_D''(\xi) \right|^2$

①準定常理論

$$\left| \chi_D''(\xi) \right|^2 = 1.0 \quad (9.8)$$

②Davenport 提案式^{1,2)}

$$\left| \chi_D''(\xi) \right|^2 = \frac{2}{(k\xi)^2} (k\xi - 1 + e^{-k\xi}) \quad (9.9)$$

ここで, $\xi = fD/V$, f : 振動数, D : 桁高, V : 風速, k : 空間相関を表す係数 (ディケイファクター)

(2) 揚力解析および空力モーメント解析用空力アドミッタンス $\left| \chi_L^w(\xi) \right|^2$, $\left| \chi_M^w(\xi) \right|^2$

①準定常理論

$$\left| \chi_L^w(\xi) \right|^2 = \left| \chi_M^w(\xi) \right|^2 = 1.0 \quad (9.10)$$

②Sears 関数簡易式^{1,2)}

$$\left| \chi_L^w(\xi) \right|^2 = \left| \chi_M^w(\xi) \right|^2 = \frac{a + k}{a + (\pi a + 1)k + 2\pi k^2} \quad (9.11)$$

ここで, $a=0.1811$, $k=\pi fB/V$, f : 振動数, B : 代表幅, V : 風速

③Holmes 提案式^{3,0)}

$$\left| \chi_L^w(\xi) \right|^2 = \left| \chi_M^w(\xi) \right|^2 = \frac{1}{1 + \frac{4\pi B}{V}} \quad (9.12)$$

ここで, f : 振動数, B : 代表幅, V : 風速

9.4.2 風洞試験

図-9.12 に検討対象とした橋梁の一般図を示す。風洞試験で使用した模型は中央径間閉合直前の縮尺 1/150 の全体模型で, 中央径間側の桁張出し長は実橋換算で約 430m である。側径間側は併合している。図-9.13 に風洞試験状況を示す。風洞は石川島播磨重工業(株)技術開発本部の大気乱流風洞 (幅 6m×高さ 3m×長さ 24m) を使用した。表-9.5 に風洞試験で用いた 2 種類の異なる境界層乱流の気流特性を示す。乱流格子や Vortex Generator を用いて, 桁高さ位置における主流方向の乱れの強さを約 10%または約

20%に設定した。本検討では耐風設計上のポイントとなった塔付部橋桁の水平曲げモーメントの大きさを支配する水平ガストに着目した。

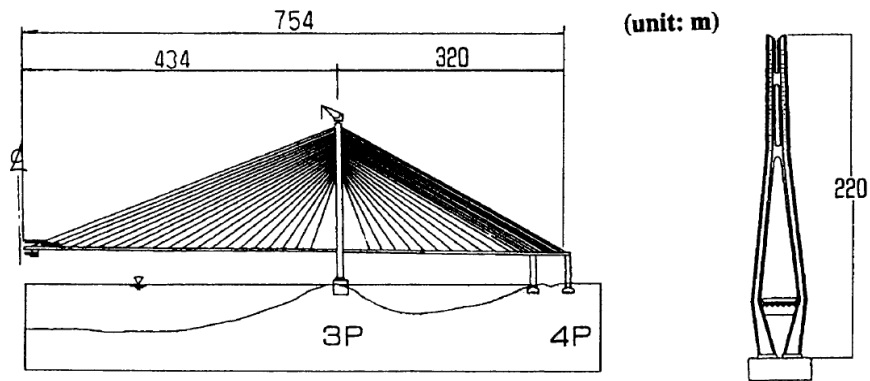


図-9.12 検討対象橋梁

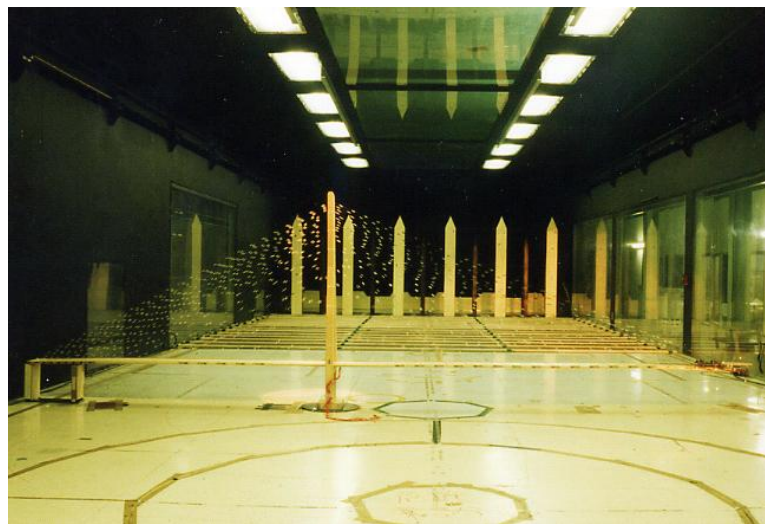


図-9.13 全体模型風洞試験状況

表-9.5 境界層乱流の気流特性

		境界層乱流Ⅰ ($I_u=10\%$)	境界層乱流Ⅱ ($I_u=20\%$)
風速鉛直分布べき指数 α		1/8.4=0.12	1/7.4=0.14
乱れの強さ	主流方向 I_u	9.6%	19.2%
	鉛直方向 I_w	6.3%	13.4%
乱れのスケール	主流方向 L_u	0.5~0.6m $L_u/B=2.7\sim3.3$	0.6~0.8m $L_u/B=3.3\sim4.4$
	鉛直方向 L_w	0.2~0.3m	0.3~0.4m

注 1) 風洞風速 3.0m/s (実橋換算風速 37m/s) : 桁高位置

2) B : 桁幅 模型 0.183m、実橋 27.4m

9.4.3 風洞試験値とガスト応答解析値の比較

風洞試験値と解析値の比較結果を図-9.14に示す。解析値は周波数領域解析法³⁾¹⁾に基づく設計要領¹⁾²⁾に従って算出した。風洞試験結果によると、全体模型のガスト応答性状は桁水平1次モードが卓越しており、他のモードの寄与率が小さいため、モード間の相関を考慮³⁾²⁾する必要はないものと判断した。なお、変動風速のパワースペクトル、静的空気力係数および空間相関は風洞試験結果を用いた。静的空気力係数は全体模型と同じ縮尺1/150の部分模型を用いて境界層乱流中で計測したものである。桁一般部だけでなく、架設機材模型を搭載した桁先端部についても静的空気力係数を計測し、桁先端部の気流の三次元効果を解析に反映させた。

主流方向変動風速の乱れの強さ I_u が20%の場合、試験値と解析値の整合性は得られたが、 $I_u=10\%$ の場合、rms 値および最大振幅の解析値／試験値の比はそれぞれ1.6～1.7、1.8～1.9となった。この差の要因を検討した結果、最終的に解析で用いた Davenport 提案式の空力アドミッタンスが実際と異なることが推察された。

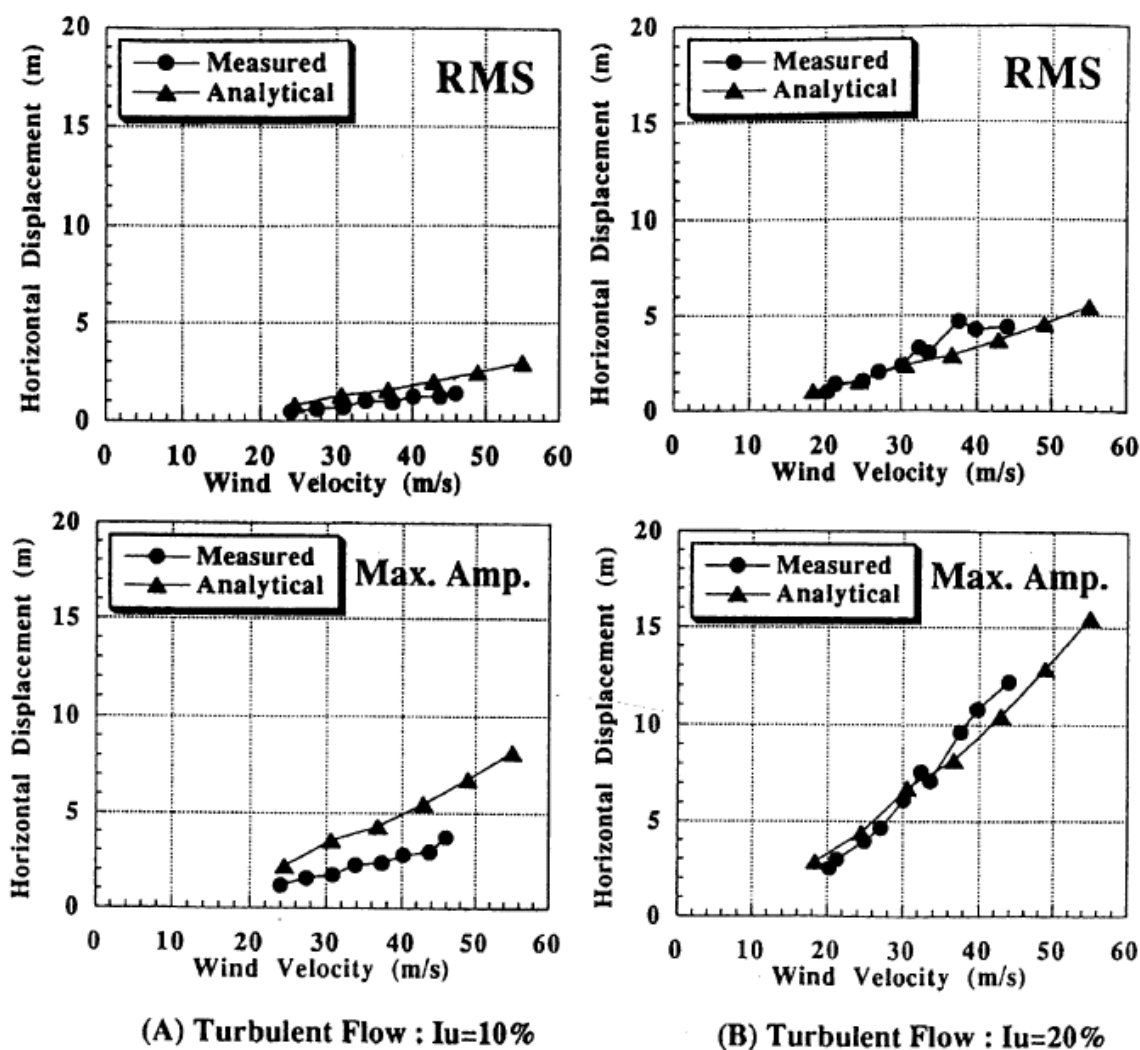


図-9.14 風洞試験値とガスト応答解析値の比較（空力アドミッタンス：Davenport 提案式）

9.4.4 空力アドミッタンスの計測

全体模型と同じ縮尺 1/150 で長さ 1m の部分模型を境界層乱流中に設置して空力アドミッタンスを計測した。空力アドミッタンスは文献^{3,3)}の表示法に従えば次式で与えられる。

$$S_{fD}(f) = 4 F_D^2 |X_D(fD/V)|^2 S_{uu}(f) / V^2, \quad F_D = 1/2 \cdot \rho V^2 C_D A \quad (9.13)$$

ここで、 $S_{fD}(f)$ ：変動抗力のパワースペクトル密度関数、 f ：振動数、 $|X_D(fD/V)|^2$ ：空力アドミッタンス、 D ：桁高、 V ：主流方向平均風速、 $S_{uu}(f)$ ：主流方向変動風速のパワースペクトル密度関数、 ρ ：空気密度、 C_D ：抗力係数、 A ：桁投影面積

式(9.13)から空力アドミッタンスを算出する。変動抗力のパワースペクトル密度関数を計算するものとなる変動抗力は模型両端に設置した2台の三分力天秤を用いて計測した。この変動抗力は模型軸方向に空間相関を介して積分されたものである。模型断面に作用する変動抗力を求めるためには、本来これを変動抗力の空間相関で割り戻す必要がある。しかし、ここでは便宜上空間相関として2点間の変動風速の相関（風洞試験値）を採用した。計測状況および計測結果をそれぞれ図-9.15、図-9.16に示す。図-9.16の計測値は最小自乗法による近似曲線で表示した。 $I_u=20\%$ における空力アドミッタンスはDavenport提案式とほとんど同じであるのに対し、 $I_u=10\%$ のそれは架設時設計風速相当における換算振動数0.003で、Davenport提案式による値の約70%である。乱流の種類によって空力アドミッタンスの大きさが異なる傾向は文献^{3,4)}と同様である。また、この中で乱れのスケールと構造物の代表長の比が実橋に近い乱流の方がDavenport提案式に近くなると指摘されている。本研究もこの傾向と同様の結果となった。

空力アドミッタンス計測値を用いた解析値と風洞試験値の比較結果を図-9.17に示す。Davenport提案式の空力アドミッタンスを用いた解析結果（図-9.14）に比べ、両者の整合性はより向上していることがわかる。空力アドミッタンスをガスト応答解析に用いる場合、その適用にあたっては十分留意する必要がある。



橋桁模型
縮尺 1/150
模型長 1.0m

図-9.15 空力アドミッタンス計測状況

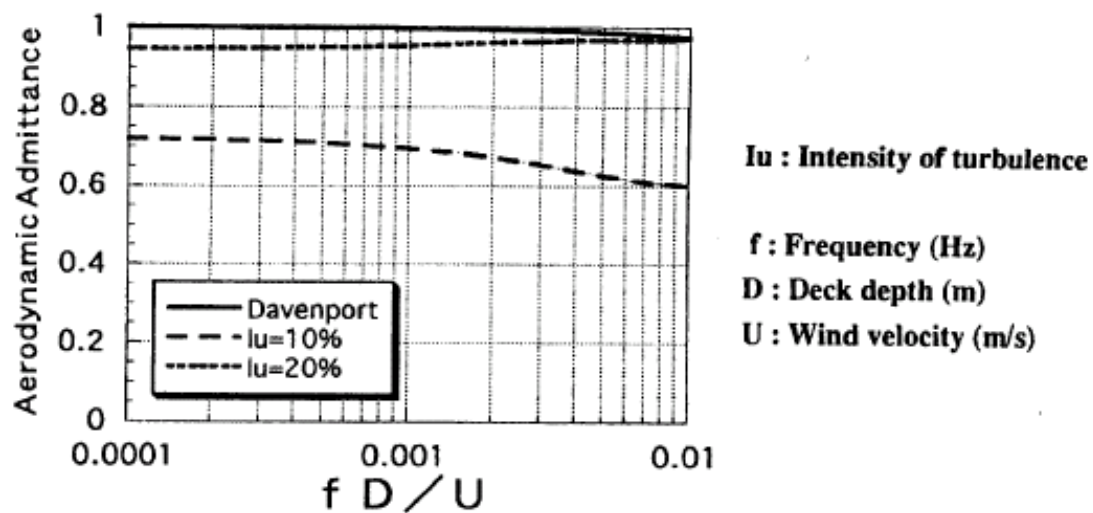


図-9.16 空力アドミッタンス

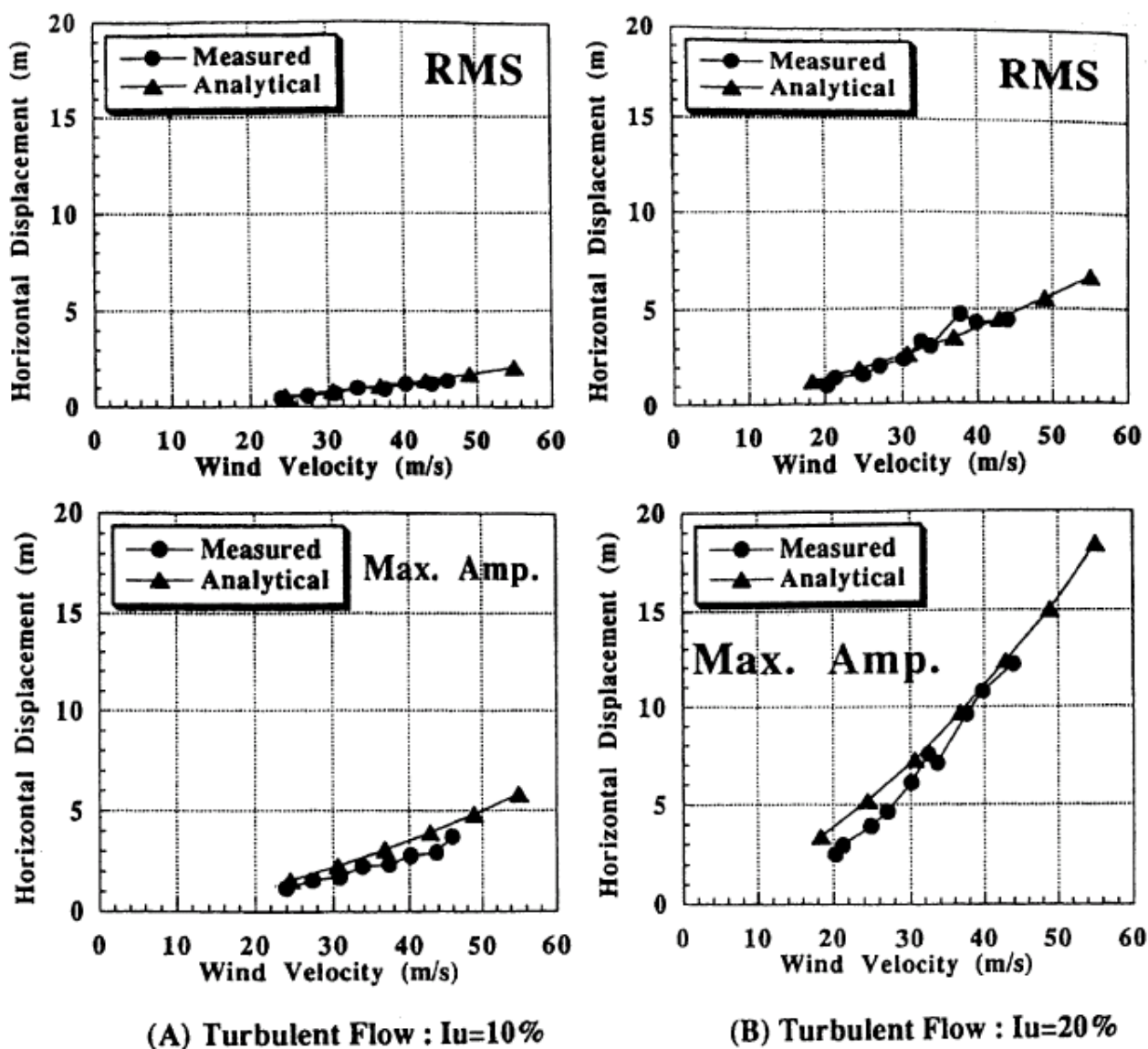


図-9.17 風洞試験値とガスト応答解析値の比較 (空力アドミッタンス : 風洞試験値)

9.4.5 変動抗力のコヒーレンス計測

空力アドミッタンスが境界層乱流の種類によって異なる要因として、変動風速と変動抗力のそれぞれの空間相関の大小関係が乱流によって変化していることが考えられた。そこで、変動風速のルート・コヒーレンス（以下、コヒーレンスと略す）と変動抗力のコヒーレンスの大小関係を比較するため、全体模型と同じ縮尺 1/150 で長さが 2m の部分模型を用いて変動抗力のコヒーレンスを計測した。図-9.18 に示すように、橋軸方向に間隔 $\Delta y=134\text{mm}$ ($\Delta y/B=0.75$ 、 B ：桁幅) ごとに桁断面両端のフェアリング部に設けた圧力孔における変動圧力を同時計測する方法を用いた。計測結果の一例を図-9.19 に示す。変動抗力のコヒーレンスは変動風速のそれよりやや大きい傾向にある。しかし、空力アドミッタンスの大きさを左右するほどの差ではない。とくに全体模型の桁水平 1 次モードの固有振動数 0.5Hz 付近においては、両者はほぼ等しい大きさとなっている。

変動抗力のコヒーレンスが変動風速のそれよりやや大きい傾向は矩形断面の変動抗力のコヒーレンス³⁵⁾の場合と異なる。一方、偏平六角形断面のスパン方向に離れた 2 断面における変動揚力または変動空力モーメントの相互相関は変動風速の相互相関より大きいことが報告されている³⁶⁾。したがって、変動風速と変動空気力のそれぞれの相関の大きさの大小関係は断面形状や空気力の種類によって異なるようである。すなわち、変動風速の相関と変動空気力の相関は等しいとする Strip 理論の仮定が成立しないケースが存在する。

また、変動抗力を桁断面両端の風上側、風下側の各フェアリングに作用する変動抗力に分離して、それぞれの空間相関を比較した結果を図-9.20 に示す。空力アドミッタンスが Davenport 提案式に近い $I_u=20\%$ の境界層乱流の場合、風上側、風下側の変動抗力の相関はほぼ同程度である。一方、空力アドミッタンスが Davenport 提案式の約 70% であった $I_u=10\%$ の境界層乱流では、風下側の変動抗力の相関が大きく、風上側の相関が小さいという異なる傾向となった。風上側の変動抗力のコヒーレンスは風上側、風下側を合算した図-9.19 の変動抗力のコヒーレンスとほぼ一致していることから、風上側の変動抗力の空間相関が断面全体の変動抗力に対して支配的であることがわかる。

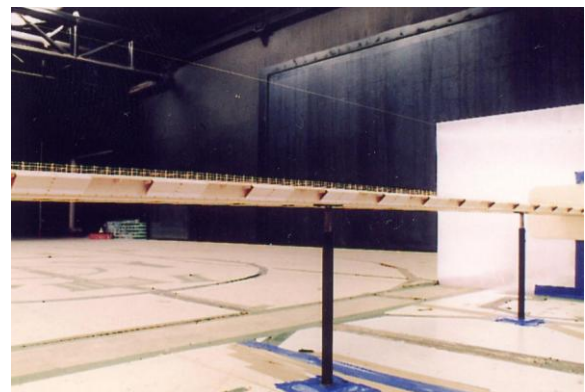
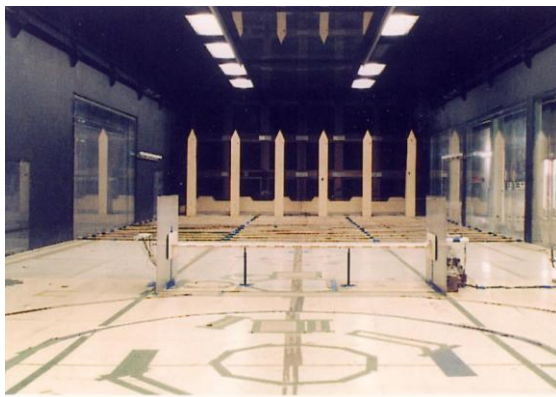


図-9.18 変動抗力計測試験状況（模型縮尺 1/150，模型長 2.0m）

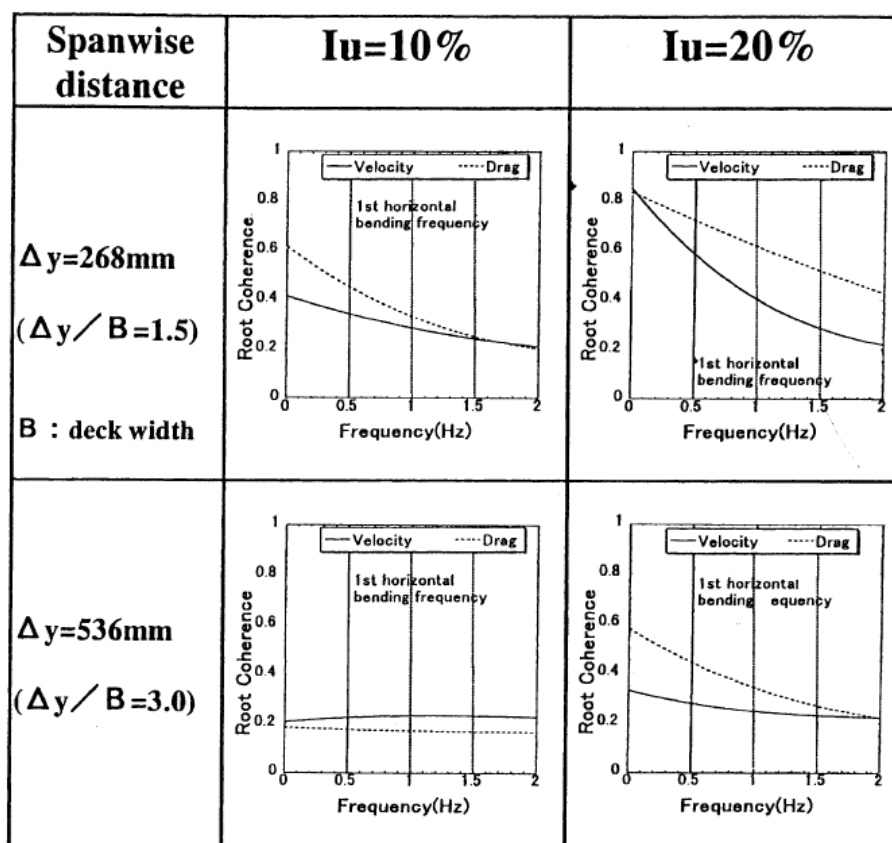


図-9.19 変動風速および変動抗力の各ルート・コヒーレンス

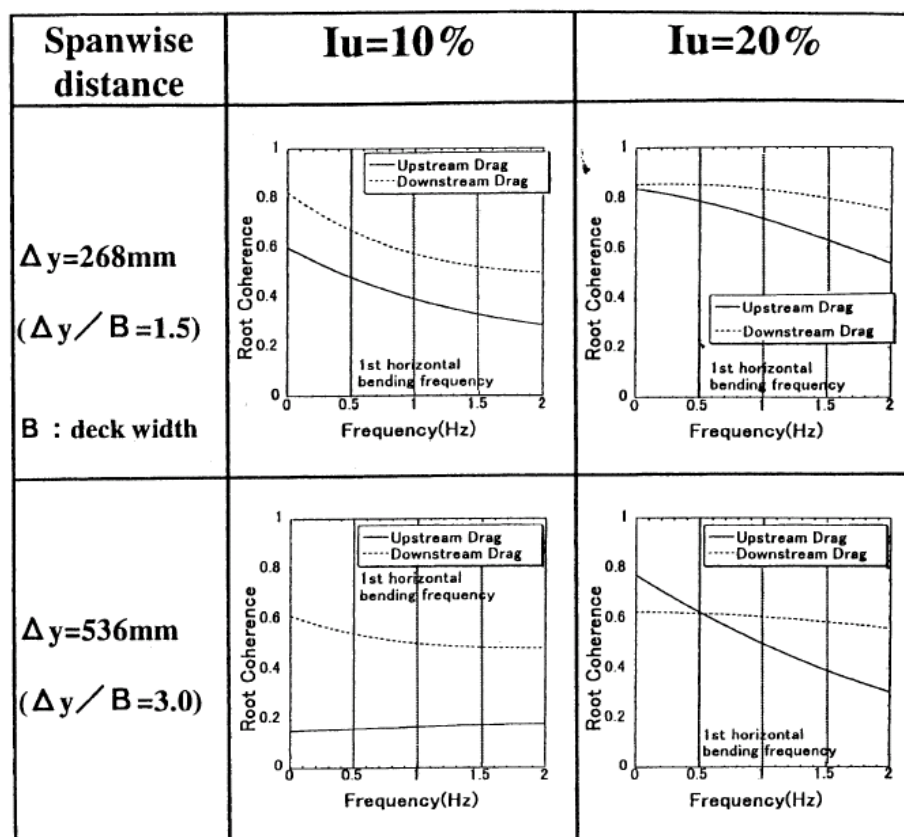


図-9.20 風上側・風下側フェアリング上の変動抗力のルート・コヒーレンス

9.5 まとめ

本章では、第7章および第8章で行った橋梁の対風応答解析であるガスト応答解析、フラッター解析の精度向上を目的とした応答解析の精緻化に関する考察を行った。具体的には、フラッター解析における非定常抗力の影響度、フラッター解析における風荷重静的変形と固有振動モードの影響度、ガスト応答解析における橋桁断面の空力アドミッタンスの影響度である。以下、各項目ごとについて主要な結論をまとめる。

(1) フラッター解析における非定常抗力の影響度

- ①フラッター解析において、非定常抗力のフラッター特性に与える影響度は、主として桁静的ねじれ変形に対応した迎角における抗力係数勾配の大きさに依存する。
- ②風荷重による桁静的ねじれ変形が大きく、かつ迎角に対する空気力の非線形性も大きい場合は、風荷重による桁静的ねじれ角に対応した空気力の選択が必要である。

(2) フラッター解析における風荷重静的変形と固有振動モードの影響度

- ①静的風荷重による橋桁の変形が大きい場合や非定常空気力係数の迎角依存性が大きい場合は、変形を考慮した有風時モードを用いることが望ましい。
- ②実橋の静的変形に伴う振動特性やフラッター特性（モード寄与率等）の変化を、ばね支持試験は反映できないため、ばね支持試験で良好なフラッター特性を確保できても、全橋フラッター解析で期待したほどのフラッター風速が得られない場合が出てくる可能性がある。
- ③中央径間 2,500m の 1 箱桁形式吊橋のフラッター特性は、主として桁鉛直たわみ対称 1 次モードによる揚力（減衰力）と桁ねじれ対称 1 次モードによる揚力（励振力）のバランスによって決定されている。また、一つのモードでも励振力と減衰力の両面でフラッター特性に影響を与える場合がある。

(3) ガスト応答解析における橋桁断面の空力アドミッタンスの影響度

- ①2種類の境界層乱流中における、架設時長大斜張橋の桁水平ガスト応答試験値と解析値の整合性が境界層乱流の種類によって異なる主な原因は、空力アドミッタンスの違いであった。空力アドミッタンスをガスト応答解析に用いる場合、その適用にあたっては事前に十分留意する必要がある。
- ②本研究で用いた橋梁断面の場合、変動抗力のコヒーレンスは変動風速のそれよりやや大きい傾向にある。既往の研究結果および本研究結果を勘案すると、変動風速と変動空気力それぞれの相関の大小関係は、断面形状や空気力の種類によって異なるようである。すなわち、変動風速の相関と変動空気力の相関は等しいとする Strip 理論の仮定が成立しないケースが存在する。

参考文献

- 1) 勝地 弘, 宮田利雄, 佐藤弘史, 北川 信, 樋上琇一, 松田一俊: 明石海峡大橋フラッター特性に関する解析的検討, 土木学会第 49 回年次学術講演会講演概要集, I-493, 1994 年 9 月, pp. 984-985.
- 2) Honshu-Shikoku Bridge Authority: THE AKASHI-KAIKYO BRIDGE Design and Construction of the World's Longest Bridge, October, 1998.
- 3) T. Miyata, K. Tada, H. Sato, H. Katsuchi and Y. Hikami: New findings of coupled-flutter in full model wind tunnel tests on the Akashi Kaikyo Bridge, *Proceedings of the Deauville Conference: Cable-Stayed and Suspension Bridges*, Deauville, France, 1994.
- 4) Y. Hikami, K. Matsuda, T. Suzuki: Nonlinear geometric and aerodynamic analysis for a long-span cable-stayed bridge during construction, *Wind Engineering, Proc. 1st IAWC European and African Regional Conf.*, Guernsey, 1993, pp.431-440.
- 5) 松田一俊, 樋上琇一, 徳重雅史: 分離二箱桁を有する 2500m 級吊橋の耐風安定性, 土木学会第 50 回年次学術講演会講演概要集, I-686, 1995 年 9 月, pp. 1372-1373.
- 6) 松田一俊, 樋上琇一: 経済性を考慮した 2500m 級吊橋の開発, 土木学会第 51 回年次学術講演会講演概要集 I-A, I-A215, 1996 年 9 月, pp. 430-431.
- 7) 松田一俊, 平野 茂, 上島秀作, 杉本高志: 風荷重静的変形とモード別空力減衰がフラッター特性に与える影響, 土木学会第 55 回年次学術講演会講演概要集第一部(B), I-B57, 2000 年 9 月.
- 8) 松田一俊, 平野 茂, 上島秀作, 杉本高志: 長大箱桁吊橋のフラッター特性に関する解析的検討—風荷重静的変形とモード別空力減衰がフラッター特性に与える影響, 第 16 回風工学シンポジウム論文集, 2000 年 11 月, pp. 327-332.
- 9) 松田一俊, K. R. Cooper, 田中 宏: 長大橋の風荷重静的変形およびフラッター特性に及ぼすレイノルズ数効果, 日本風工学会誌第 95 号, 2003 年 4 月, pp. 109-110.
- 10) K. Matsuda, K.R. Cooper, H. Tanaka: The analysis of wind-induced static displacements and flutter for long-span suspension bridges using steady and unsteady aerodynamic forces measured at high Reynolds numbers, *Proceedings of the 11th International Conference on Wind Engineering*, Lubbock, Texas, USA, 2003, pp. 649-656.
- 11) 松田一俊, K. R. Cooper, 田中 宏: 長大橋の風荷重静的変形およびフラッター特性に及ぼすレイノルズ数効果, 土木学会第 58 回年次学術講演会講演概要集, I-106, 2003 年 9 月, pp. 211-212.
- 12) 本州四国連絡橋公団: 本州四国連絡橋風洞試験要領(2001)・同解説, 2001 年 8 月.
- 13) 小西一郎, 白石成人, 松本 勝, 小前 繁: 変動風による橋梁断面の動的応答特性について, 構造物の耐風性に関する第 2 回シンポジウム, 1972 年 12 月, pp. 167-174.
- 14) 小西一郎, 白石成人, 松本 勝: 橋梁断面の不規則応答に関する一考察, 構造物の耐風性に関する第 3 回シンポジウム, 1974 年 12 月, pp. 247-254.

- 15) R. Sankaran and E.D. Jancauskas: Direct measurement of the aerodynamic admittance of two-dimensional rectangular cylinders in smooth and turbulent flows, *J. Wind Eng. Ind. Aerodyn.* 41-44, 1992, pp.601-611.
- 16) 樋上琇一, 松田一俊: 長大橋梁のフラッター特性に影響を与える非定常空気力の特性, 土木学会第 50 回年次学術講演会講演概要集, I-687, 1995 年 9 月, pp. 1374-1375.
- 17) T. J. A. Agar: Aerodynamic flutter analysis of suspension bridges by a modal technique, *Engineering Structures*, Vol.11, April, 1989, pp.75-82.
- 18) 樋上琇一, 松田一俊, 鈴木利彦: 長大吊橋の多自由度フラッター解析, 第 12 回風工学シンポジウム論文集, 1992 年 12 月, pp. 357-362.
- 19) K. Matsuda, K.R. Cooper, H. Tanaka, M. Tokushige, T. Iwasaki: An investigation of Reynolds number effects on the steady and unsteady aerodynamic forces on a 1:10 scale bridge deck section model, *J. Wind Eng. Ind. Aerodyn.* 89, 2001, pp.619-632.
- 20) 風間浩二: 吊形式橋梁の長大化に伴う耐風問題に関する研究, 横浜国立大学博士論文, 1995 年 3 月.
- 21) 中崎俊三, 山口宏樹: モード空力減衰に着目した暴風時質量付加型吊橋のフラッター特性, 土木学会論文集 No. 626/I-48, 1999 年 7 月, pp. 121-133.
- 22) 松本 勝, 小林裕輔, 浜崎 博: 構造基本断面における連成フラッターの発生機構に関する研究, 第 13 回風工学シンポジウム論文集, 1994 年 11 月, pp. 359-364.
- 23) 松本 勝, 藪谷忠大, 吉住文太: 非定常空気力特性を考慮した変形菱形断面のフラッター特性, 第 14 回風工学シンポジウム論文集, 1996 年 12 月, pp. 305-310.
- 24) H. Katsuchi, N.P. Jones, R.H. Scanlan, and H. Akiyama,: A study of mode coupling in flutter and buffeting of the Akashi-Kaikyo Bridge, *J. Struct. Mech. Earthquake Eng.*, JSCE, No.598/I-44, 1998, pp.21-36.
- 25) K. Matsuda, Y. Hikami, T. Fujiwara, A. Moriyama: Aerodynamic admittance and the strip theory for horizontal buffeting forces on a bridge deck, *J. Wind Eng. Ind. Aerodyn.* 83, 1999, pp.337-346.
- 26) 松田一俊, 鳥海隆一, 岩崎 徹, 徳重雅史: 架設時長大斜張橋の水平ガスト応答, 第 15 回風工学シンポジウム論文集, 1998 年 12 月, pp. 377-382.
- 27) 松田一俊, 鳥海隆一, 岩崎 徹, 徳重雅史, 中村純生: 架設時長大斜張橋の水平ガスト応答, 土木学会第 53 回年次学術講演会講演概要集第一部(B), I-B48, 1998 年 10 月, pp. 96-97.
- 28) 新原雄二, 中野龍児: 架設時風観測に基づく伊唐大橋の風の特性とガスト応答について, 第 14 回風工学シンポジウム論文集, 1996 年 12 月, pp. 527-532.
- 29) 土木学会構造工学委員会風洞実験相似則検討小委員会ガスト・ワーキンググループ: 橋梁のガスト応答に関する調査, 1996 年 7 月.
- 30) J.D. Holmes: Prediction of the Response of a Cable Stayed Bridge to Turbulence, *Proceedings of the 4th International Conference on Wind Effects on Buildings and Structures*, Heathrow, 1975, pp.187-197.

- 31) A.G Davenport: Buffeting of a Suspension Bridge by Stormy Winds, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol.88, No. ST3, June 1962.
- 32) 松本 勝, 陳 新中, 白石成人: 空力減衰を考慮した長大橋ガスト応答解析, 第 13 回風工学シンポジウム論文集, 1994 年 11 月, pp. 227-232.
- 33) 社団法人日本鋼構造協会: 構造物の耐風工学, 東京電機大学出版局, 1997 年.
- 34) 佐藤弘史, 松野栄明, 北川 信: 明石海峡大橋の補剛桁に関する空力アドミッタンスの評価, 第 13 回風工学シンポジウム論文集, 1994 年 11 月, pp. 131-136.
- 35) 木村吉郎, 中藤誠二, 田村 央, 藤野陽三: 矩形断面柱に作用するガスト空気力のコヒーレンスの特性, 日本風工学会誌第 63 号, 1995 年 4 月, pp. 67-68.
- 36) G.L. Larose, A.G Davenport, and J.P.C. King: On the unsteady aerodynamic forces on a bridge deck in turbulent boundary layer flow, *Proc. of 7th US National Conference on Wind Engineering*, UCLA, U.S.A., 1993.

第10章 結論及び今後の課題

橋梁の対風性の確認や耐風安定性確保のために実施する風洞試験は、全橋模型試験や部分模型試験などに分類されるが、通常低風速の風洞で実施される。したがって、風洞試験におけるレイノルズ数は、実橋のそれに比べて $10^2 \sim 10^3$ オーダーが小さい。しかし、例えば橋梁など角張った構造物に風が作用した場合、流れのはく離点が固定されることが考えられることから、構造物の耐風性に与えるレイノルズ数の影響は小さいものと仮定して風洞試験が行われている。ところが、明石海峡大橋主塔完成系の風洞試験において、面外（橋軸方向）曲げ1次振動モードの渦励振応答特性がレイノルズ数の影響を受けることが判明した。これ以降、各研究機関で構造物に作用する空気力特性や応答特性に及ぼすレイノルズ数の影響について、精力的な研究が継続的に実施されている。本研究では、日本で計画中の海洋架橋プロジェクトで検討されている2箱桁橋梁断面を主な研究対象として、定常および非定常空気力に及ぼすレイノルズ数効果について、広範囲のレイノルズ数領域における風洞試験結果や得られた空気力係数を用いたフラッター解析、ガスト応答解析などの対風応答解析結果をもとに考察を行った。本研究で得られた主な結果は、次のとおりである。ただし、これらの結論は、本研究の対象とした橋桁断面に限定したものである。

（1）定常空気力特性に及ぼすレイノルズ数効果

レイノルズ数効果が認められた橋梁断面は、開口部・グレーチング有りの断面“80gratings”と開口部有り・グレーチング無しの断面“80space”である。これらの定常空気力係数はほぼ等しいことから、両者の違いである充実率40%のグレーチング模型の有無が空気力係数に与える影響は小さいことが分かった。一方、このグレーチングについて、Matsumotoらは平板に近い断面形状を有する橋梁断面を対象に、グレーチングの開口率、開口位置を変化させて、三分力特性、非定常空気力特性およびフラッター特性に与える影響を調べている。その結果、三分力係数に与えるレイノルズ数効果は、グレーチングの位置、開口位置に依存し、レイノルズ数効果は開口部の存在そのものが原因と考えられるとしている。本研究結果は、Matsumotoらの研究結果と整合しており、開口部を有する橋梁断面の耐風安定性を検討する場合には、レイノルズ数効果に十分注意を払う必要があると考えられる。

橋梁断面の定常空気力に及ぼすレイノルズ数効果は、断面下面の上流端付近に生じる負圧力がレイノルズ数の増加とともに上流側へ移行することが原因であることが分かった。同様の傾向が、既往の研究において、斜張橋 π 桁断面にも生じていることがCFD解析によって確認されている。また、既往の研究において、逆台形断面を用いた高圧風洞における模型表面の可視化試験の結果、円柱断面や翼断面の場合と同様に亜臨界域、超臨界域、極超臨界域とレイノルズ数の変化とともに離せん断層の層流か

ら乱流に遷移する点がレイノルズ数によって移動しているという推測がなされている。

(2) 非定常空気力特性に及ぼすレイノルズ数効果

顕著なレイノルズ数依存性が確認された橋桁断面は、フェアリング角度 80 度、中央開口部グレーチング “80gratings” の迎角+3 度である。具体的にレイノルズ数の影響が大きい係数は、空力モーメントに関する $C_{M_{\eta R}} (A_4^*)$, $C_{M_{\eta i}} (A_1^*)$, $C_{M_{\theta R}} (A_3^*)$, $C_{M_{\theta i}} (A_2^*)$ であり、この中には曲げねじれフラッタ-に与える影響が大きい係数である $C_{M_{\eta i}} (A_1^*)$ が含まれている。

しかし、同じ断面形状でも迎角 0 度の場合、レイノルズ数の影響が認められた係数は、迎角+3 度の場合と異なっている。したがって、同じ橋梁断面形状を有していても非定常空気力係数にレイノルズ数依存性が存在するか否かは、迎角にも大きく依存することが明らかとなった。

(3) 非定常空気力係数の振幅依存性

加振振幅は、本州四国連絡橋風洞試験要領(2001)において規定されている加振振幅、すなわち鉛直たわみ加振のとき $\eta = \pm B/100$ (B: 模型桁幅)、ねじれ加振のとき $\theta = \pm 1$ 度を基準として、その 2/3, 1/3 も含め 3 種類とした。これらは、フラッタ-の発現パターンをソフト・フラッタ-という前提で設定された。計測された非定常空気力係数はいずれも加振振幅による有意な差異は認められなかった。さらに計測された非定常空気力係数を用いたフラッタ-解析結果においても、非定常空気力係数の振幅依存性は認められなかった。また、風洞試験における空気力の計測精度も勘案すると、上記風洞試験要領で規定されている鉛直たわみ振動は桁幅 B の $\pm 1/100$ 、ねじれ振動は ± 1 度の各加振振幅は妥当であるものと評価できると考えられる。

(4) 風洞試験で必要なレイノルズ数の下限値 (案)

実橋のフラッター特性を精度良く評価するためには、高風速の超大型風洞や高圧または超低温の特殊風洞を用いて、できるだけ高いレイノルズ数領域で風洞試験を実施することが肝要と考えられる。土木学会構造工学委員会風洞実験相似則検討小委員会の報告によると、試験レイノルズ数下限値の具体的数値は、さらに詳細データの蓄積が必要であると考えられると前置きして、 1×10^4 以上のレイノルズ数が必要としている。しかし、本研究の場合、中央径間長 2,500m の全橋の 3 次元解析モデルを用いたフラッター解析によると、レイノルズ数が 0.8×10^6 付近までは、フラッター風速は、レイノルズ数に依らずほぼ 70m/s となった。しかし、さらにレイノルズ数が増加すると、フラッター風速も上昇する傾向にある。このレイノルズ数が 1.0×10^6 付近からフラッター風速が上昇する傾向は、第 5 章で検討したばね支持試験の構造系を対象とした 2 次元解析モデルを用いた迎角+3 度のフラッター解析結果と同様の傾向にある。一方、全橋 3 次元解析モデルを用いたフラッター解析に使用した非定常空気力係数は、迎角

0 度における計測値であることから、フラッター風速に及ぼすレイノルズ数効果が顕著になるレイノルズ数は、迎角に依らずほぼ同じ 1.0×10^6 となった。したがって、本研究の結果によると、風洞試験で必要な最低限のレイノルズ数は、検討対象の橋梁橋桁断面に限定されるものの、先述の小委員会では提案されている数値よりさらに高い 1×10^6 以上と考えられる。

長大橋梁の耐風設計の観点から、実橋のフラッター風速をより精度よく推定する方法を確立する必要がある。その方法としては、次の3つの方法が考えられる。

- ①できるだけ高いレイノルズ数領域で全橋模型風洞試験を行い、直接的にフラッター風速を求める。しかし、実際には世界最大の構造物用風洞である独立行政法人土木研究所内にある本州四国連絡高速道路株式会社の大型風洞実験施設でさえ幅が 41m であり、明石海峡大橋全橋模型試験の全体模型の縮尺は 1/100 であった。この場合、実橋のレイノルズ数と風洞試験のそれとの比は、 10^3 オーダーが異なる。よって、この手法によって、レイノルズ数の問題を解決することは現実的ではないと判断されよう。
- ②できるだけ高いレイノルズ数領域で部分模型風洞試験を行い、定常および非定常空気力を計測する。得られた空気力係数を全橋解析モデルに載荷させたフラッター解析を行い、解析的に実橋のフラッター風速を推定する。本研究はこの手法を採用し、実橋のレイノルズ数と風洞試験のそれとの比を 10^1 オーダーまで縮めることができた。さらに高風速の風洞の採用やより大きな模型の採用により、実橋のレイノルズ数領域に近づけて空気力を求めることは可能であると考えられる。
- ③CFD解析によって、実橋と同じレイノルズ数領域における定常および非定常空気力を算出し、それらを全橋解析モデルに載荷させたフラッター解析を行い、解析的に実橋のフラッター風速を推定する。ただし、この手法はコンピュータの演算処理能力の飛躍的向上が前提となるので、近い将来に可能になると考えられる。

本研究では、空気力に及ぼすレイノルズ数効果が顕著な橋梁断面を取り上げて考察をしてきたが、いったいどのような断面形状を有する橋梁断面がレイノルズ数効果を受けやすいのかといった結論の一般性にまで言及することは残念ながらできなかった。今後の研究成果に期待したい。しかしながら、今後CFD解析技術がさらに進歩し、コンピュータ処理能力のさらなる向上が進めば、実橋のレイノルズ数領域のような高いレイノルズ数におけるCFD解析は現在より短時間で計算可能になると考えられ、レイノルズ数が定常・非定常空気力に及ぼす影響に関する研究が促進されることが期待できる。そのときに、本研究の成果である風洞試験結果が、CFD解析の妥当性確認のキャリブレーションとして活用されることが考えられる。本研究における風洞試験値とCFD解析結果を比較検討し、CFD解析手法の妥当性の検証を経て、さらに高い実橋のレイノルズ数領域を対象とした解析の実施という研究アプロー

ちに本研究成果が貢献できるものと考えられる。

今後の課題としては、次のことが挙げられよう。本研究では、広範囲のレイノルズ数領域を対象として、対象橋梁断面に作用する定常および非定常空気力に及ぼすレイノルズ数効果の基礎的な特性を把握することを目的としたことから、風洞気流は一様流とした。ところが、実際の構造物に作用する気流は、一般的に乱れを含んだ乱流である。したがって、高いレイノルズ数領域の乱流中における定常および非定常空気力を計測し、レイノルズ数効果についてさらに考察を掘り進めることが必要であると考えられる。

また、本研究では、風洞試験における相似パラメーターの一つであるレイノルズ数に着目したが、風洞試験で得られる構造物の空気力特性や応答特性に影響を与える要因は、もちろんレイノルズ数だけに限らない。例えば、対象構造物に作用する接近流については、乱れの強さ、乱れのスケール、風速のパワースペクトル密度関数の形状、変動風速の空間相関などがあり、風洞模型については、閉塞率、アスペクト比、模型表面粗度などが挙げられる。これらのパラメーターも含めて、それらが複合的に構造物に作用することにより、空気力特性や応答特性が微妙に変化すると考えられる。したがって、今後はこれらの各種パラメーターの相互作用も考慮して考察・検討を進める必要がある。

謝 辞

本論文をまとめるにあたり、京都大学松本 勝教授には終始懇切丁寧なご指導およびご鞭撻をいただきました。ここに記して深甚なる謝意を表します。学部学生時代だけでなく現在に至るまで、学会や委員会等において松本 勝教授から構造物の耐風工学に関する有益なご指導を賜りました。数年前に松本勝教授からそれまでの研究成果をもとに博士論文としてまとめるようにとご教示をいただき論文作成に着手したものの、遅々として進まない筆者が論文の完成に到達することができましたのも、松本 勝教授からいただいた激励のお言葉や適切なご指導の賜物であります。心より御礼申し上げます。

また、河井宏允教授、稲室隆二教授には、風工学、流体工学に関するご指導をいただくとともに貴重なご意見やご助言をいただきました。心より感謝申し上げます。

田村 武教授、宮川豊章教授には、構造物の耐風設計関連の研究において有用なご指導をいただきました。ここに感謝の意を表します。

さらに、白土博通助教授、八木知己助手には、論文作成に際して、大変貴重なご助言やアドバイスを頂戴しました。心から感謝いたします。

横浜国立大学山田 均教授、京都大学白土博通助教授、九州工業大学木村吉郎助教授には、カナダ NRC における橋梁風洞試験を実際に視察していただき、適切なご助言を頂戴しました。厚く御礼申し上げます。この風洞試験において、オタワ大学田中 宏教授、元 NRC Robert L. Wardlaw 氏、Kevin R. Cooper 氏、NRC の Steve Zan 博士には、適切なアドバイスをいただくとともに試験の円滑な遂行にご尽力をつくしていただきました。厚く感謝いたします。

金沢学院短期大学岡島 厚教授には、NRC における円柱空気力特性に関する風洞試験を視察していただき大変貴重なご意見をいただきました。さらに、円柱インライン振動に関する風洞試験の際には懇切丁寧なご指導を賜りました。ここに感謝の意を表します。

横浜国立大学宮田利雄名誉教授には、本州四国連絡橋風洞試験作業班主査として明石海峡大橋や多々羅大橋の各風洞試験においてご指導をいただきました。心から感謝いたします。また、本州四国連絡高速道路株式会社長大橋技術センターの関係各位には、使用解析プログラムの妥当性において、多くの資料をご提供していただきました。深く感謝いたします。

本研究の遂行にあたり石川島播磨重工業株式会社の関係部署の方々には技術面だけでなく、NRC との契約等の管理面、予算面においても大変お世話になりました。心より御礼申し上げます。下瀬健雄元主席技監には終始励ましをいただくとともに、NRC における研究の予算獲得にあたり、技術開発本部との

調整に多大なご尽力をつくしていただきました。厚く御礼申し上げます。元副社長山崎禎昭博士，執行役員技術開発本部副部長佐藤順一博士には，NRC における研究実施当時それぞれ技術研究所長および研究推進部長として，ご便宜を図っていただくとともに実務的な面からの貴重なご意見やアドバイスをいただきました。重ねて感謝いたします。技術開発本部技師長廣川芳郎氏には，NRC 風洞試験実施当時，流体・燃焼研究部長として研究全般にわたって叱咤激励していただきました。深く感謝いたします。流体・燃焼研究部次長（研究当時）故樋上琇一氏には，石川島播磨重工業株式会社入社以来構造物の耐風工学に関する研究開発のアプローチから試験結果の考察までの確なご指導を賜りました。本研究の主要テーマである橋梁に作用する空気力に及ぼすレイノルズ数効果に着目し，NRC における風洞試験を最初に企画されたのは故樋上琇一氏であり，本研究は氏の存在なくしては完遂できなかったと言っても過言ではありません。亡くなられる前にベッドに御体を横たえながら本研究を是非進めてくれと言われたことが昨日のように思い出されます。ここに深く謝意を表します。橋梁事業部技師長宇野名右衛門氏には，橋梁設計専門家の立場から橋梁の耐風設計に対する終始有益なご助言を賜りました。心より謝意を表します。NRC における風洞試験と一緒に実施した橋梁事業部設計部徳重雅史課長代理，株式会社ギャラクシーエクスプレス技術部岩崎 徹研究員には，風洞試験の模型設計，現地における計測業務，データ解析など多大な協力をいただくとともに試験結果の討議において貴重なご意見を頂戴しました。ここに記して感謝いたします。また，川崎重工業株式会社時代の直属の上司でいらした和歌山工業高等専門学校小川一志教授には，耐風工学の基礎のみならず民間会社における耐風工学の位置付けや考え方についてもご指導いただきました。心より感謝いたします。

公私にわたりご指導，ご支援いただきました機械システム開発部田中元章部長，黒田眞一博士，上島秀作課長，對馬大輔研究員，橋梁事業部設計部杉本高志氏および石川島検査計測株式会社風洞関係各位には，本研究だけでなく日常業務においても多大なご協力を頂戴しました。ここに記して感謝いたします。

最後に，カナダにおける風洞試験期間をはじめ，本論文の完成に至るまで，忍耐強く支えてくれた妻と子供たちに感謝します。

平成 18 年 2 月

松田一俊

付録 A. 使用した解析プログラム

A.1 固有値解析および風荷重静的変形解析

(1) 概要

本プログラムは、吊橋など橋梁の架設時の応力計算を解く静的大変形解析および初期張力を考慮した振動解析を行う 3 次元骨組構造解析プログラムで石川島播磨重工業株式会社が開発^{1), 2)}した。吊橋の解析モデル作成においては、自動分割機能を有している。また、吊橋だけでなく一般構造物にも適用できる。

主な機能を列挙すると次のようである。

- ① 3 次元骨組構造や吊橋、斜張橋などケーブルを含んだ構造物の解析が可能である。ケーブルについては、トラス部材や圧縮力が作用しないケーブル部材のいずれかを選択できる。
- ② 吊橋に関しては、合理的なデータ入力ができるように、自動分割機能を有している。
- ③ 部材の除去、部材の追加、温度変化、静的風荷重載荷など構造物の履歴を含めて解析することができる。
- ④ 荷重は節点に作用する集中荷重または部材要素への単位長あたりの荷重のいずれも可能である。
- ⑤ 部材要素の自重、ケーブルの張力を初期荷重として与えると、解析対象構造物の形状を保持したまま内力の釣り合いを求まることができる。
- ⑥ 以上の各種機能を活用することにより、橋梁等の架設ステップ毎の応力解析、振動解析を完成系から順次解体させていく過程で実施することが可能である。

(2) プログラムの妥当性

① 固有値解析

多々羅大橋完成系を対象に固有値解析を行い、その結果を T 社の解析結果と比較した。比較表を表-A.1 に示す。解析条件は、次のとおりである。

- 1) 「抗力」に対する解析である。したがって、振動モードは水平方向のみである。
- 2) 気流傾斜角は、0 度である。
- 3) 気流の水平偏角は、0 度である。すなわち、橋軸直角方向である。
- 4) 斜張橋ケーブルは、1 本のトラス部材とした (T 社との比較のため、条件を統一した)。

表-A.1 から、当社解析プログラムによる固有値解析結果は、T 社の解析値との偏差が最大+1.2%である。また、両者の各次数の固有振動モードも一致していることを確認している。したがって、当社の固

有値解析プログラムは妥当であると判断される。

表-A.1 多々羅大橋固有値解析結果（完成系，水平モードのみ）

次数	T社(Hz)	当社(Hz)	当社／T社
1	0.0823	0.0826	1.004
2	0.2304	0.2308	1.002
3	0.3841	0.3852	1.003
4	0.4099	0.4151	1.013
5	0.4140	0.4192	1.013
6	0.4780	0.4780	1.000
7	0.5782	0.5784	1.000
8	0.8617	0.8629	1.001
9	0.9800	0.9860	1.006
10	0.9873	0.9855	0.998
11	1.254	1.254	1.000
12	1.481	1.481	1.000
13	1.822	1.825	1.002
14	2.259	2.266	1.003
15	2.438	2.457	1.008
16	2.742	2.772	1.011
17	2.744	2.772	1.010
18	2.897	2.931	1.012
19	3.007	3.021	1.005
20	3.226	3.225	1.000
21	3.435	3.433	0.999
22	3.846	3.869	1.006
23	3.853	3.850	0.999
24	3.893	3.894	1.000
25	4.255	4.294	1.009
26	4.538	4.560	1.005
27	4.923	4.936	1.003
28	5.233	5.221	0.998
29	5.596	5.615	1.003
30	5.777	5.786	1.002
31	6.258	6.283	1.004
32	6.821	6.831	1.001
33	7.140	7.176	1.005

②風荷重静的変形解析

多々羅大橋の中央径間併合直前の桁最大張り出し状態の架設時構造系を対象とした。解析条件は、次のとおりである。

- 1) 解析モデルは、上記①で用いた完成系の解析モデルから解体計算した中央径間併合直前の桁最大張り出し状態である。
- 2) 風荷重の载荷は、逐次荷重増分法を採用した。
- 3) 気流傾斜角は、0度である。
- 4) 気流の水平偏角は、0度である。すなわち、橋軸直角方向である。

解析結果を風洞試験結果と比較して図-A.1³⁾に示す。解析値を実線、風洞試験値を○で示す。いずれも最大張り出し桁の先端部における数値である。水平成分、鉛直成分およびねじれ成分の各解析値は、風洞試験値とほとんど一致している。このことから、風荷重静的変形解析プログラムは妥当であると考えられる。

表-2. 6. 2. 9 風荷重静的変形（試験値と解析値の比較；下段参照）

（最大桁張り出し状態，一樣流，水平偏角 $\beta = 0$ 度，中央径間側桁先端）補正前

H0000000

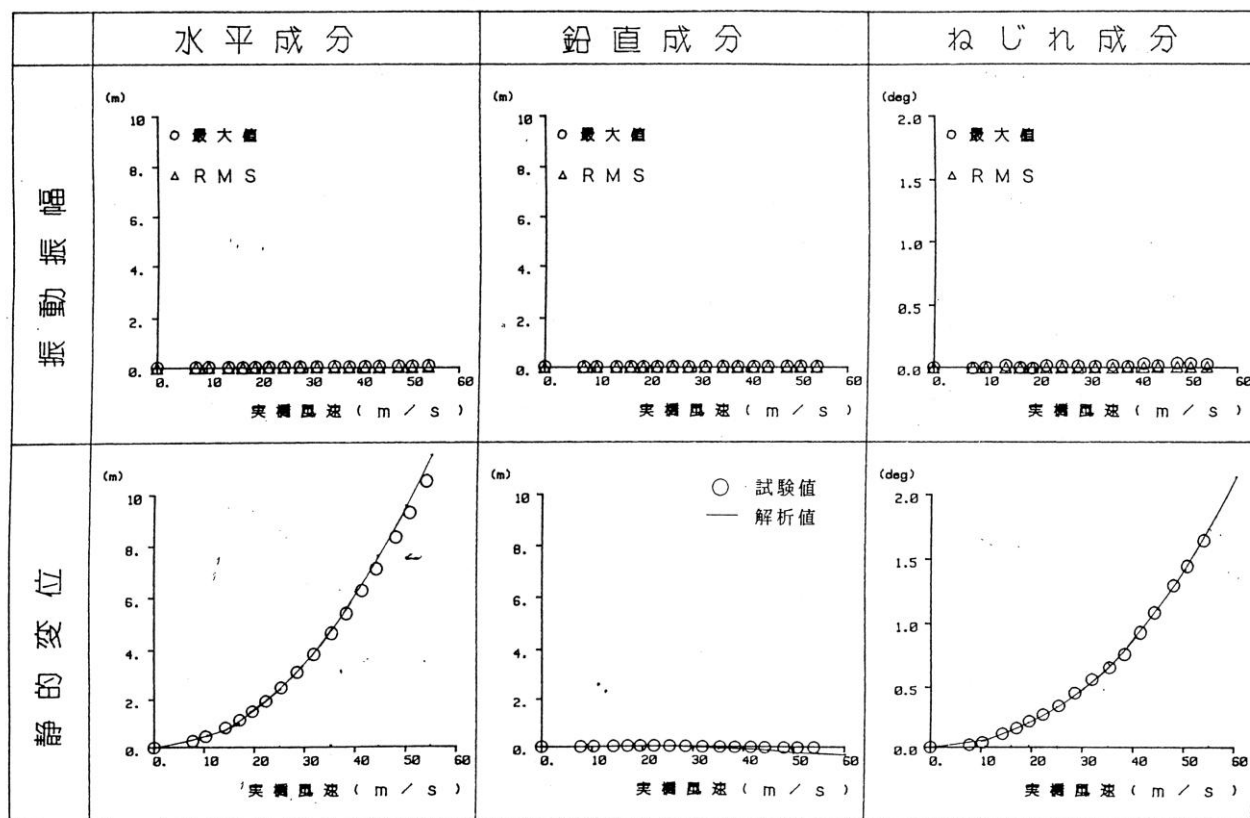


図-A.1 風荷重静的変形解析結果³⁾（風洞試験値との比較，一樣流，気流傾斜角0度，水平偏角0度）

A.2 フラッター解析

(1) 概要

石川島播磨重工業株式会社が開発したフラッター解析プログラムは、次の2つの解析手法に従って行うことが可能である。

①モード重ね合わせ法

この方法は、フラッター振動時のモード形が複数の固有振動モードの重ね合わせで近似的に表現できるという前提条件で成立する解析方法である。

②直接法

3次元骨組み解析モデルに非定常空気力を作用させた運動方程式を導き、直接、複素固有値解析を行い複素固有値と複素固有ベクトルを算出する方法

各橋桁部材要素が気流の向きとなす角度に応じて、線形補間された非定常空気力係数を計算して入力する機能となっている。

(2) プログラムの妥当性

①橋桁部分模型のフラッター

図-A.2（第5章 図-5.10）において、「80 gratings：フェアリング角度80度，中央開口部グレーチング，迎角+3度」の●印は、ばね支持試験結果のフラッター-風速である。フラッター-風速解析値は○印である。両者はほとんど一致している。よって、非定常空気力の重ね合わせは成立しているものと考えられる。本研究では、この整合性を踏まえて、非定常空気力の妥当性を確認した。

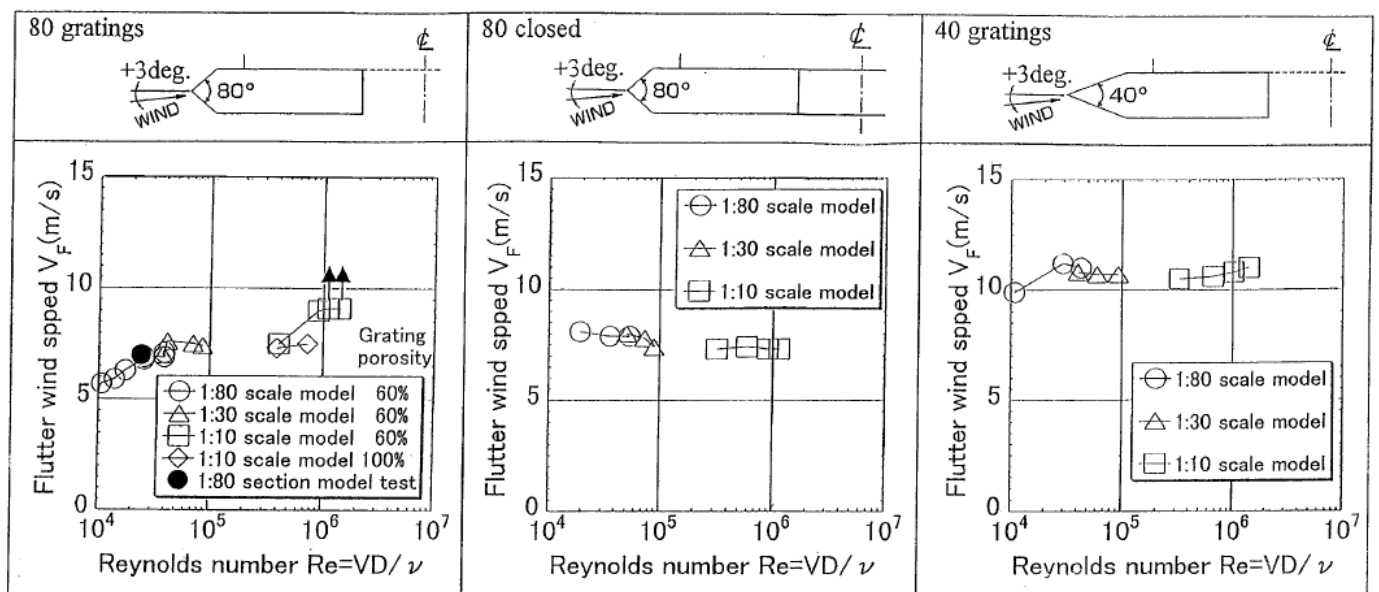


図-A.2 フラッター解析プログラムの妥当性（部分模型）

②吊橋全体模型のフラッター

縮尺 1/100 の明石海峡大橋大型模型風洞試験における風洞試験結果とフラッター解析結果の比較結果⁴⁾を図-A.3 (気流傾斜角 0 度), 図-A.4 (気流傾斜角+3 度) に示す. フラッター解析結果の応答振動数および応答対数減衰率は, ほぼ風洞試験結果と対応している.

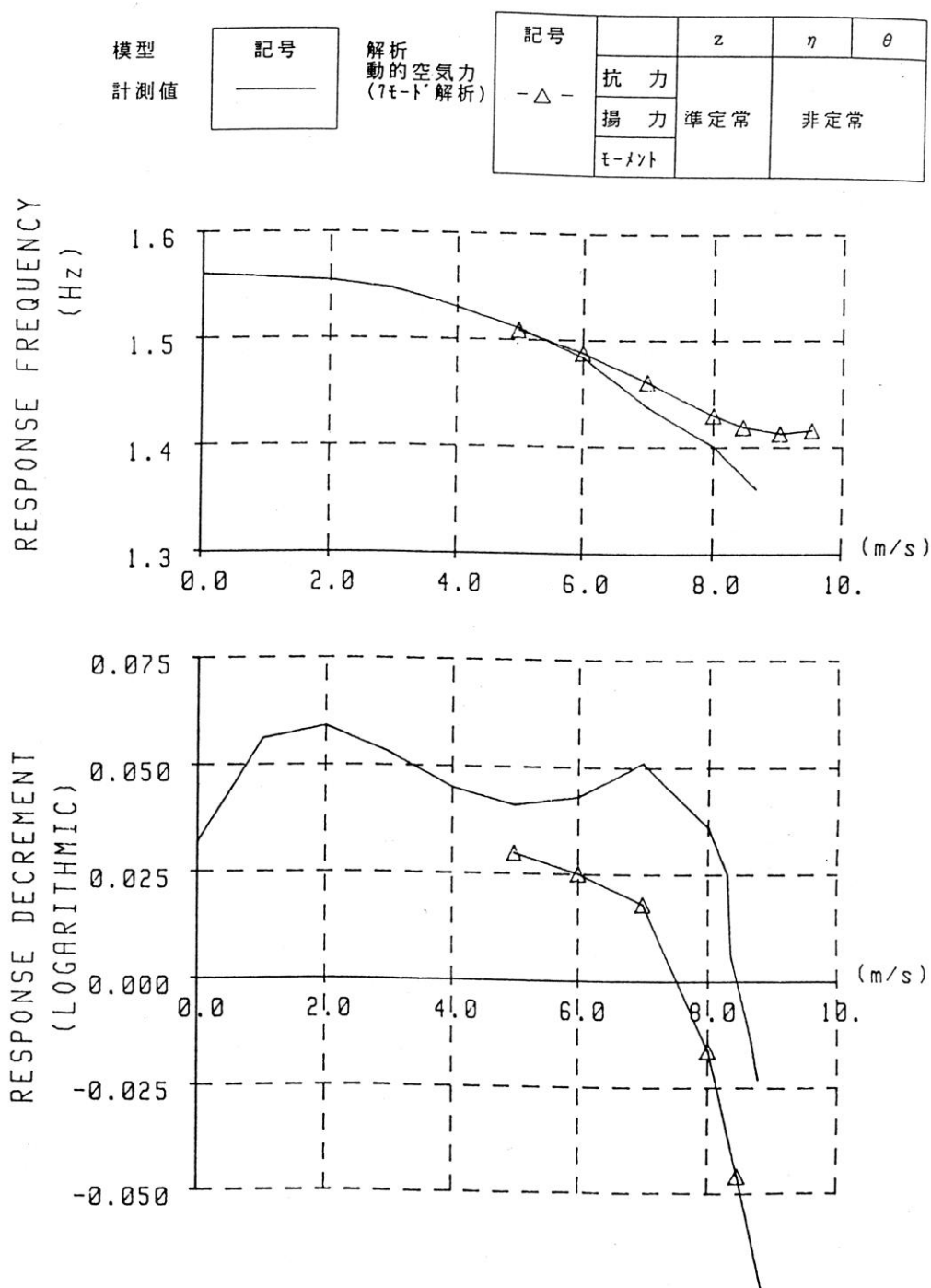


図2-2-37 1/100 模型計測値と解析値の比較
(基本断面、気流傾斜角 0 度)

図-A.3 明石海峡大橋大型模型のフラッター特性 (基本断面, 気流傾斜角 0 度)⁴⁾

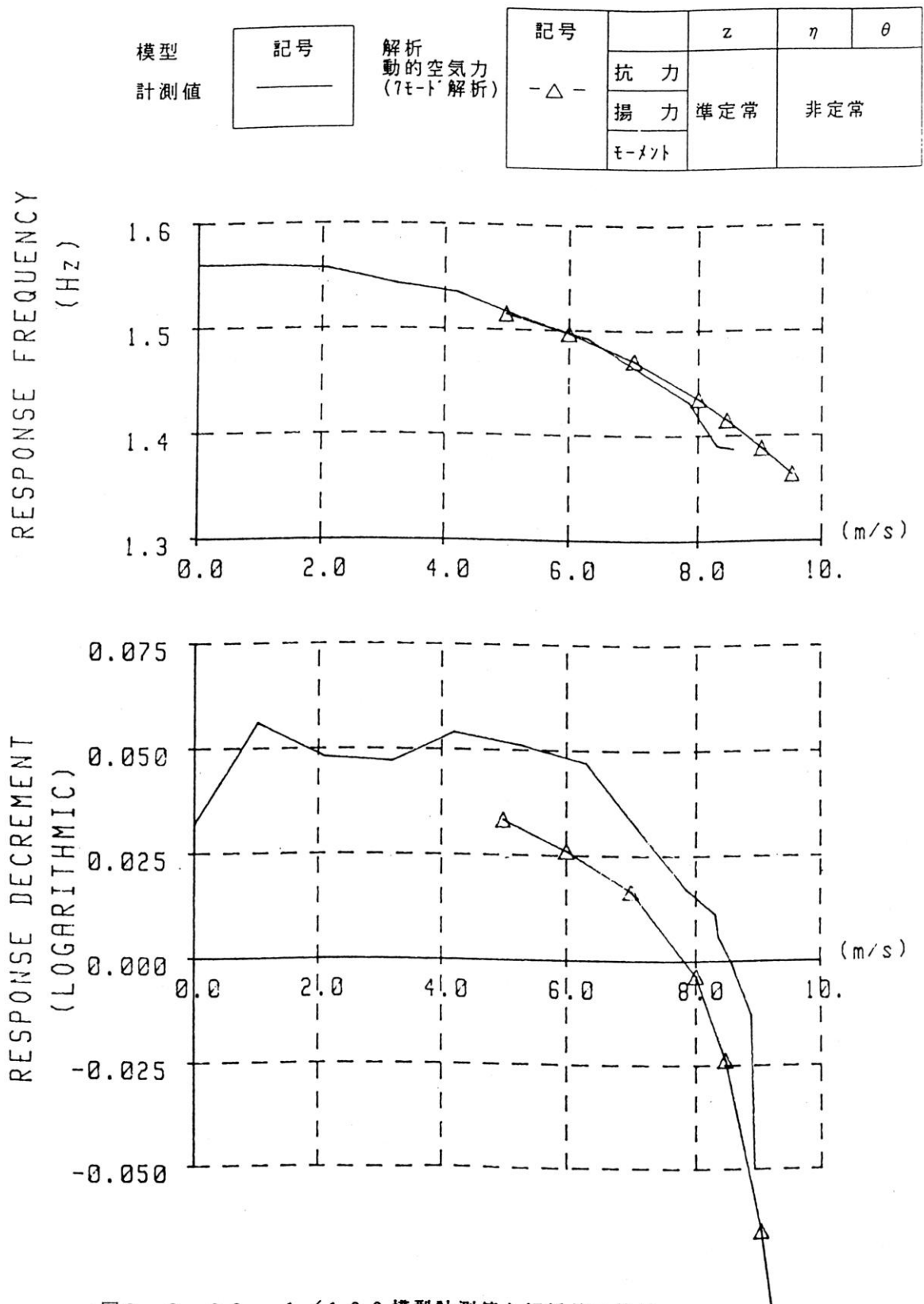


図2-2-38 1/100 模型計測値と解析値の比較
(基本断面、気流傾斜角 3度)

図-A.4 明石海峡大橋大型模型のフラッター特性 (基本断面, 気流傾斜角+3度) ⁴⁾

A.3 ガスト応答解析

(1) 概要

本解析プログラムは、基本的に風洞試験要領⁵⁾に基づいた解析方法を踏襲している。この基準では、斜張橋ケーブルの質量および抗力は、等分に桁と塔に配分されるが、本解析プログラムでは、各ケーブル部材を任意の数に分割できる機能も有している。したがって、より精度の高い解析が可能である。

(2) プログラムの妥当性

① 解析条件 解析条件を表-A.2 に示す。

表-A.2 解析条件

基本風速	$V_{10}=37\text{m/s}$
変動風速パワースペクトル	日野の式 地表面摩擦係数 $K_r=0.0025$ 修正係数 $m=2$ 鉛直方向べき指数 $\alpha=1/7$
変動風速空間相関	水平 $K_1=8$ 鉛直 $K_2=8$
主流方向乱れ強さ	$I_u=0.130 \times (Z/10)^{**}(1/7)$
構造減衰（対数減衰率）	$\delta s=0.02$ （1次モード～32次モードすべて）
抗力係数 C_D 投影面積 A_n	桁 $C_D=1.0$ $A_n=3.5\text{m}^2/\text{m}$ 塔 $C_D=1.8$ $A_n=\text{鉛直方向に変化（10分割）}$ ケーブル $C_D=0.7$ $A_n=0.155\text{m}^2/\text{m}$

② 解析ケース 解析ケースを表-A.3 に示す。

表-A.3 解析ケース

解析対象モデル			多々羅大橋完成系
解析の方法			「抗力」に対する解析
風向			橋軸直角方向
ケーブルの取り扱い	固有値解析および静的変形解析		各ケーブルを1本のトラス部材として考慮
	ガスト応答解析	ケース1	ケーブル抗力は2等分してそれぞれ桁と塔に振り分け、各抗力係数を割増する方法（風洞試験要領 ⁵⁾ の方法）
		ケース2	1本ずつのケーブルを均等分割した部材要素に分離し、各要素に作用する抗力や部材間の空間相関を考慮する方法。

②解析結果

1) 固有振動数の比較

上記 **A.1 固有値解析および風荷重静的変形解析** (1) ②で述べたとおり、T社の解析結果とほとんど一致している。

2) ガスト解析用構造、振動および空力特性データの比較

表-A.4 にガスト解析用構造、振動および空力特性データの比較結果を示す。いずれのデータも両者の解析結果はほぼ一致している。

表-A.4 ガスト解析用構造、振動および空力特性データの比較結果

		T 社	当社	当社／T 社
死荷重合計値		62,030t	62,035t	1.000
$\Sigma(C_D' \cdot A_n \cdot L)^*)$	桁	8,306m	8,303m	1.000
	塔	13,484m	13,471m	0.999
桁水平たわみ 1次モード	固有振動数	0.0823Hz	0.0826Hz	1.004
	一般化質量	8,260.4t	8,262.4t	1.000
	構造減衰（対数減衰率） δ_s	0.02	0.02	1.000
	空力減衰（対数減衰率） δ_a	0.0951	0.0948	0.997
	$\delta = \delta_s + \delta_a$	0.1151	0.1148	0.997

*) C_D' : 桁（または塔）の C_D + ケーブル抗力相当分の C_D

A_n : 投影面積 (m^2/m)

L : 部材の長さ(m)

3) ガスト応答解析結果の比較

表-A.5 にガスト応答解析結果を示す。風洞試験要領⁵⁾ との比較はケース1の場合である。いずれの数値も偏差±1.0%以内に収まっていることから、本研究で用いたガスト応答解析プログラムは妥当であると考えられる。

表-A.5 ガスト応答解析結果

着目		位置	成分	ケース 1(風洞試験要領)			ケース 2 (当社提案方法)			
				①T 社	②当社	②／①	③	④	⑤	⑤／①
桁	水平 たわみ (m)	中央 1/2 点	平均応答	1.690	1.681	0.995	1.681	1.681	1.681	0.995
			応答増分	1.603	1.620	1.011	1.46	1.44	1.43	0.892
			最大応答	3.293	3.301	1.002	3.141	3.121	3.111	0.945
	水平曲げ モーメント (t・m)	2P 塔付 け部	平均応答	44,841	44,410	0.990	44,410	44,410	44,410	0.990
			応答増分	42,064	42,500	1.010	37,900	37,400	37,200	0.884
			最大応答	86,905	86,910	1.000	82,310	81,810	81,610	0.939
		中央 1/2 点	平均応答	33,283	33,140	0.996	33,140	33,140	33,140	0.996
			応答増分	35,987	35,800	0.995	32,000	31,500	31,400	0.873
			最大応答	69,270	68,940	0.995	65,140	64,640	64,540	0.932
		3P 塔付 け部	平均応答	42,0806	42,710	0.998	42,710	42,710	42,710	0.998
			応答増分	39,772	39,800	1.001	35,400	34,900	34,700	0.872
			最大応答	82,578	82,510	0.999	78,110	77,610	77,410	0.937

参考文献

- 1) 結城皓曠, 安藤紘三: 有限要素構造解析法の研究—第4報 骨組の振動, 座屈および大たわみ解析一, 石川島播磨技報第10巻第4号, 1970年7月, pp.327-336.
- 2) 結城皓曠, 島田忠幸, 樋上琇一: 吊橋と平面骨組の非線形解析例 日本鋼構造協会第7回大会研究集会, マトリックス構造解析法研究発表論文集, 1973年6月.
- 3) 本州四国連絡橋公団第三建設局向島工事事務所, 石川島播磨重工業株式会社: 多々羅大橋桁架設時風洞試験報告書, 1993年6月.
- 4) 本州四国連絡橋公団: 大型風洞試験作業班検討報告書, 1993年3月.
- 5) 本州四国連絡橋公団: 本州四国連絡橋風洞試験要領(2001)・同解説, 2001年8月.